

**CENTRO UNIVERSITÁRIO DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA E CIÊNCIAS SOCIAIS APLICADAS – FATECS
CURSO: ENGENHARIA CIVIL**

RAYLLA PERCY BASTOS CUSTÓDIO PEREIRA

Otimização de um projeto estrutural de ponte em viga mista

Brasília
2016

RAYLLA PERCY BASTOS CUSTÓDIO PEREIRA

Otimização de um projeto estrutural de ponte em viga mista

Trabalho de Curso (TC) apresentado
como um dos requisitos para a
conclusão do curso de Engenharia Civil
do UniCEUB - Centro Universitário de
Brasília

Orientador: Ramon Saleno,DSc

Brasília
2016

RAYLLA PERCY BASTOS CUSTÓDIO PEREIRA

Otimização de um projeto estrutural de ponte em viga mista

Trabalho de Curso (TC) apresentado como um dos requisitos para a conclusão do curso de Engenharia Civil do UniCEUB - Centro Universitário de Brasília

Orientador: Ramon Saleno,DSc

Brasília, 23 de junho de 2016

Banca Examinadora

Eng°. Civil:Ramon Saleno, D.Sc. UniCEUB.
Orientador

Eng.^a. Civil:Welington Vital da Silva, M.Sc. UniCEUB.
Examinador Interno

Eng° Civil: Brunno Emidio Sobrinho, M.Sc.
Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes– DNIT
Examinador Externo

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO E OBJETIVOS	4
1.1 INTRODUÇÃO.....	4
1.2 OBJETIVOS	5
1.2.1 Objetivo Geral	5
1.2.2 Objetivos Específicos.....	5
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	6
2.1 Históricos das pontes.....	6
2.2 Conceitos de Pontes.....	7
2.3 Definições das pontes	7
2.4 Propriedades das pontes	8
2.4.1 Funcionalidade.....	8
2.4.2 Segurança	8
2.4.3 Estética	8
2.4.4 Economia.....	8
2.5 Elementos de projeto.....	8
2.5.1. Elementos de campo	9
2.5.2 Elementos de projeto	9
2.6 Classificações das pontes	9
2.7 Tipos de superestruturas	11
2.7.1 Treliça	11
2.7.2 Vigas Caixaõ	12
2.7.3 Pórticos	12
2.7.4 Arcos.....	13
2.7.5 Suspensas por cabos (Estaiadas ou pênséis)	13
2.8 Tipos de tabuleiro	14
2.8.1 Tabuleiro em aço	14
2.8.2 Tabuleiro em concreto	14
2.9 Mesoestrutura	15
2.10 Infraestrutura.....	16
2.11 Encontros	16
2.12 Materiais	17
2.12.1 Concreto	17
2.12.2 Aço	18
2.13 Pontes Mistas	19

2.14 Ações em pontes e viadutos.....	20
2.14.1 Ações permanentes.....	20
2.15 Ações excepcionais.....	22
2.15.1 Impactos Verticais	22
2.15.2 Cargas de construção	23
2.15.3 Ação dos ventos	23
2.16 Combinações de cargas.....	23
2.17 Ligações	23
2.17.1 Soldas	23
2.17.2 Parafusos	24
2.18 Sistemas de montagem	24
2.18.1 Montagem por lançamento	25
2.18.2 Montagem em solo	25
2.18.3 Montagem por balsa	25
2.19 Estruturas Mistas	26
3. CÁLCULO DOS ESFORÇOS E ENVOLTÓRIAS.....	28
3.1 Cargas móveis	28
3.2 Linhas de influência.....	28
3.3 Envoltórias limite de esforço	31
3.4 Coeficientes de Impacto.....	31
3.5 LONGARINAS E TRANSVERSINAS	33
3.5.1 Longarinas de perfis I.....	33
4. TENSÕES ADMISSÍVEIS	34
4.1 Flechas e contraflechas	36
4.2 Fadiga	36
4.2.1 Fadiga em pontes	37
5. CONECTORES E ENRIJECEDORES	39
5.1 Conectores	39
5.1.1 Número de conectores	45
5.2 Enrijecedores	47
5.2.1 Esbeltez	47
5.3 Vigas compostas.....	48
5.4 Enrijecedores de apoio.....	48
5.5 Enrijecedores transversais intermediários.....	48
5.6 Enrijecedores longitudinais	51
6. ESTUDOS DE CASO.....	53

6.1 Ponte sobre o Rio Igarapé Açu	53
6.2 Validação da planilha de cálculo	55
6.3 Otimização do projeto	65
6.4 Impacto financeiro da otimização da estrutura	65
7. CONCLUSÃO	69
8. SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS	71
9. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	72

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1- Ponte em pedra	6
Figura 2- Nomenclatura dos elementos das pontes	8
Figura 3- Pontes em laje	10
Figura 4- Ponte em quadro rígido.....	10
Figura 5 – Ponte em arco superior	10
Figura 6 – Ponte pênsil	10
Figura 7 – Ponte em treliça	11
Figura 8 – Tipo de pórtico	12
Figura 9 – Tipo de arco	13
Figura 10 – a) Pontes Estaiadas b) Pontes Pênseis c) Pontes Estaiadas e Pênseis	14
Figura 11- Tipos de tabuleiro.....	15
Figura 12 – Elementos de uma ponte	16
Figura 13- Diagrama tensão-deformação específica do concreto comprimido	17
Figura 14- Tabela propriedades mecânicas dos aços.....	18
Figura 15 - Ponte Mista	20
Figura 16 – Veículos tipo.....	22
Figura 17 – Transporte e montagem	26
Figura 18- Tipos de vigas mistas.....	27
Figura 19 – Linha de influência com a identificação dos eventos.....	29
Figura 20 – Linha de influência de momento fletor em uma seção de uma viga contínua	29
Figura 21 – Deslocamentos generalizados utilizados no método cinemático	30
Figura 22- Variação do estudo de tensões.....	37
Figura 23 – Seção mista	39
Figura 24 – Tipos usuais de conectores de cisalhamento.....	40
Figura 25 – Ponte Joel Silveira com conectores “STUD BOLT”	41
Figura 26 – Tipos de conectores de cisalhamento	41
Figura 27 – Diagrama Força x Escorregamento relativo aço-concreto	42
Figura 28- Conectores de cisalhamento.....	42
Figura 29- Interação aço-concreto	43

Figura 30 – Modelo numérico tridimensional com conectores de cisalhamento. Vista geral do modelo e detalhe da discretização dos conectores pino com cabeça	44
Figura 31- Número total de conectores de cisalhamento necessário (a) carregamento concentrado (b) carregamento distribuído.....	46
Figura 32 – Força de cisalhamento horizontal (a) na laje (b) no aço.....	46
Figura 33- Enrijecedor intermediário transversal	50
Figura 34 – Enrijecedor intermediário transversal constante B	51
Figura 35- Tipos de perfis.....	53
Figura 36 – Elevação geral.....	54
Figura 37 – Seção transversal do tabuleiro	54
Figura 38 – Vista em planta.....	54
Figura 39 – Trem tipo sobre as vigas externas	56
Figura 41 – Envoltória de esforços para cada seção da viga	56
Figura 42 – Dimensões das seções do perfil de aço	57
Figura 43 - Dimensões da seção mista	58
Figura 44 – Conector tipo “STUD”	60
Figura 45 – Interação aço-concreto.....	61
Figura 46 – Enrijecedor de apoio	61
Figura 47 - Diafragmas.....	64
Figura 48 – Custo total da ponte	69
Figura 49 – Quantidade de aço	70
Figura 50 – Comparativo entre a quantidade de aço e o custo total da ponte	70

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 – Limites de percentagem dos diferentes elementos para aços obtidos por laminação termomecânica.....	19
Tabela 2- Cargas dos veículos tipo – NBR 7188.....	21
Tabela 3 – Dimensão mínima de uma solda de filete feira por um só passe (mm) ...	23
Tabela 4 – Dimensões dos tipos de furos em mm	24
Tabela 5-Número de ciclos.....	24
Tabela 6 – Tensões admissíveis – Aço estrutural (kN/cm ²)	35
Tabela 7 – Resistência nominal de conectores segunda a BS 5400.....	45

ÍNDICE DE SIMBOLOS

A_{cs} : área da seção transversal do conector;
 b : largura efetiva da laje
 b_f : a largura da mesa da viga
 b_t : largura do elemento enrijecedor
 D : altura da alma do perfil
 E : Módulo de elasticidade do aço estrutural
 F : força; valor de ação
 f_c : resistência à compressão
 f_{cd} : resistência de cálculo do concreto à compressão
 f_{ck} : resistência característica do concreto à compressão
 f_{dl} : tensão de compressão da mesa superior
 f_u : limite de resistência à tração do aço do conector;
 f_y : resistência ao escoamento do aço
 f_{yd} : resistência de cálculo ao escoamento do aço
 F_{ys} : resistência ao escoamento do reforço
 g : ação permanente, gravidade
 γ_s : Coeficiente parcial de segurança do aço estrutural
 I_y : inércia da mesa superior a tração da viga de aço
 I_{yc} : inércia da mesa superior a compressão da viga de aço
 k : característico, nominal
 L : vão; distância; comprimento
 L_{cs} : comprimento do perfil "U" laminado
 M : momento fletor
 M_{rd} : Momento fletor resistente
 n_s : número total de conectores de cisalhamento
 P_m : trem tipo final com impacto
 q : ação variável
 q_m : trem tipo final com impacto
 Q_r : resistência de um conector de corte simples
 Q_{Rd} : força resistente de cálculo de um conector de cisalhamento
 R_{cd} : Resistência de cálculo da laje na compressão
 R_d : resistência de cálculo; solicitação resistente de cálculo

R_{td} : Resistência de cálculo do perfil na tração

S_d : solicitação de cálculo

t : tração

t_f : espessura da mesa

t_p : espessura do elemento

t_s : espessura da laje

t_w : espessura da alma

V_h : força de cisalhamento horizontal

w : alma

α : Coeficiente de dilatação térmica

γ : coeficiente de ponderação da resistência ou das ações

λ : índice de esbeltez; parâmetro de esbeltez

ν : coeficiente de Poisson

σ : tensão normal

τ : tensão de cisalhamento

ϕ : diâmetro de barra de armadura

ψ : fator de redução de ações; fator de combinação de ações

ÍNDICE DE ABREVIATÓES

ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas

NBR: Norma Brasileira

AASHTO: American Association of State Highway and Transportation Officials

EUROCODE 4: EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. Design of composite steel and concrete structures

SICRO: Sistemas de Custos Rodoviários

RESUMO

As estruturas mistas de aço e concreto são formadas pela associação de um perfil metálico com uma laje de concreto, sendo que essa ligação é feita por meio de conectores de cisalhamento. Neste trabalho são feitas análises do comportamento estrutural de uma ponte mista já projetada e executada. São apresentados os cálculos dos esforços devido às cargas permanentes e móveis, bem como dimensionamento das vigas metálicas, conectores e enrijecedores. Devido à maioria das pontes do Brasil dispor de estruturas em concreto armado e protendido propõe-se uma nova alternativa, ou seja, as pontes mistas. Levando em consideração o vão que deve ser projetado, pode-se apresentar uma solução mais viável economicamente. O objetivo deste trabalho é tornar a estrutura mais econômica a partir de um dimensionamento de pontes mistas, feito através da validação da planilha em Excel através do método das tensões admissíveis, fornecendo os possíveis valores para a otimização do projeto por meio de um redimensionamento das vigas, visando reduzir às dimensões das placas que as compõem. Os resultados da otimização mostram que foi possível obter uma redução de 7,8% no custo final da obra, ou seja, foram satisfatórios.

Palavras chave: Pontes mista, Otimização, Custo, Aço e Concreto

ABSTRACT

The composite structure of steel and concrete are formed by the association of a metallic section with a concrete slab, and this connection is made by means of shear connectors. This work analyzes are made of the structural behavior of a mixed bridge already designed and executed. the calculations of efforts are made due to permanent and mobile loads and design of metal beams, connectors and stiffeners. Because most of the bridges Brazil have structures in reinforced concrete and prestressed proposes a new alternative, or mixed bridges. Taking into consideration the will to be designed can provide a more economically viable solution. The objective of this work is to make the economic structure from a design of composite bridges, done by Excel using the method of allowable stresses, providing the possible values for the design optimization through a resizing of the beams, to reduce the dimensions of the plates that make up. Optimization results show that it was possible to obtain a reduction of 7.8% in the final cost of the work, ie they were satisfactory.

Keywords: Mixed Bridge, Optimization, Cost, Steel and Concrete

AGRADECIMENTOS

Agradeço a toda minha família pelo auxílio que me proporcionaram neste momento de transição de uma fase importante, ao meu pai, que teve paciência e me ensinou que todas as conquistas demandam um esforço, à minha mãe, que me compreendeu em alguns momentos que foi preciso, aos meus irmãos, Sabrina e Racine, que me apoiaram nesta caminhada e também à minha cunhada, Anne Muniz.

Sou grata aos meus colegas de curso que me acompanharam durante esses quatro anos e meio de caminhada, em que alguns momentos chegou-se a pensar que não seria possível chegar até o fim dessa jornada, mas devido à persistência foi possível obter êxito. Ao meu orientador, Ramon Saleno, que me auxiliou no que foi preciso para a elaboração deste trabalho. À Olívia Paranayba, que me auxiliou de forma indireta através da sua amizade.

À todos os professores que contribuíram de alguma forma para a minha carreira acadêmica e auxiliaram sempre que possível.

1. INTRODUÇÃO E OBJETIVOS

1.1 INTRODUÇÃO

As pontes mistas são estruturas compostas por materiais de aço e concreto, o aço possui a função de resistir à tração e o concreto à de compressão. Os dois materiais possuem suas especificidades e quando usados juntos, detêm uma grande função estrutural. Alguns requisitos fundamentais que devem ser observados são: a funcionalidade, segurança, estética e economia. É necessário o conhecimento dos elementos constituintes das pontes: infraestrutura, mesoestrutura e superestrutura.

As classificações das pontes podem ser definidas em: extensão do vão, natureza do tráfego, andamento planimétrico e andamento altimétrico, sistema estrutural, material da superestrutura, posição do tabuleiro, mobilidade dos tramos.

Enquanto as fases de um projeto são compostas de: estudos preliminares, anteprojeto e projeto definitivo. Os elementos geométricos que são necessários para uma construção de uma ponte são: características da via e próprio estrada. Para o projeto são levados em consideração os elementos topográficos, geotécnicos, hidrológicos e acessórios.

Para que uma ponte tenha estabilidade e resistência é necessário conhecer as forças externas atuantes, por exemplo, as forças principais que englobam as cargas permanentes, cargas móveis e impacto vertical, já as forças adicionais são influenciadas pela ação do vento, esforços longitudinais, empuxo terra/água, impacto lateral, força centrífuga, esforços produzidos por deformações internas, atrito nos apoios, recalque nas fundações e inércia da massa e as forças especiais, que são classificadas em casos especiais como terremotos, choque de veículos e navios.

Denomina-se de Obra de Arte qualquer obra de uma estrada, pontes, muros de arrimo, viadutos, bueiros, galerias. Existem dois tipos de obras de arte: correntes, que são aquelas construídas através de projetos padronizados e empregadas ao longo de toda a estrada, como pontilhões, arrimos. Já as especiais, são classificadas em pontes, viadutos, passarelas em que são obras construídas em projetos específicos.

No Brasil, ainda não existe norma dessas estruturas para construção de viadutos e pontes mistas, em contrapartida nos Estados Unidos e na Europa já possuem normas avançadas que auxiliam a elaboração desses projetos.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo Geral

Esta pesquisa tem como finalidade principal:

- ✓ Avaliar o comportamento estrutural de uma ponte mista.

1.2.2 Objetivos Específicos

Os objetivos específicos deste trabalho são:

- ✓ Calcular os esforços internos devido ao carregamento permanente e móvel
- ✓ Validação da planilha de cálculo pelo método das tensões admissíveis
- ✓ Avaliar o impacto no custo final do empreendimento após a otimização do projeto

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 HISTÓRICOS DAS PONTES

Os primeiros materiais a serem usados para construção de pontes são: madeira e pedra. As pontes mais antigas foram construídas em Roma, usando a técnica dos arcos. (Pinho & Bellei, 2007)

Figura 1- Ponte em pedra



Fonte: (Pinho & Bellei, Pontes e viadutos em vigas mistas, 2007)

De acordo com o Manual de Pontes Metálicas (2007), a primeira ponte com ferro fundido foi construída em 1734, sobre o rio Oder na Prússia. Por volta de 1840 ocorreu a transição entre as pontes de madeira e de ferro, que durou aproximadamente 40 anos. Em 1857 foi construída a ponte mais antiga do Brasil, sobre o Rio Paraíba do sul, feita de ferro pudlado, ou seja, agitação no ar por meio de barras. As primeiras pontes pênséis ou ponte suspensa que é sustentada por um sistema de cabos e maestros, surgiram em meados do século XIX, a mais famosa é a ponte de Brooklyn, construída em meados de 1870, cujo vão mede 480m. A ponte com maior vão livre, de 1900m, situa-se no Japão.

Após a fase das vigas em arco e treliça, surgiram as pontes em viga caixão, estaiadas e mistas. O ápice do desenvolvimento deste tipo de ponte foi em 1945 após a segunda guerra mundial. Segundo Viest (1960 apud KOTINDA, 2006) as primeiras vigas mistas eram constituídas de um perfil de aço incorporado dentro do concreto em que o comportamento da estrutura era baseado na aderência dos dois materiais.

As pontes mistas de aço-concreto em que apresentam o tabuleiro de concreto e a viga é de aço. É necessário para que os dois materiais trabalhem na sua melhor função, soldar à mesa superior das vigas conectores, podendo ser do tipo U,L, espirais ou pinos que são soldados por meio de máquinas automáticas, barateando a construção, segundo o Manual de Pontes Metálicas. Os conectores do tipo stud bolt,

que são os mais utilizados atualmente, têm sua análise iniciada em 1954 nas universidades de Illinois e Leigh.

Uma das mais antigas pontes de concreto foi construída na França em 1840 para um vão de 13,5m e a técnica, mas empregada de concreto protendido surgiu em meados de 1927. (Pravia, 2003)

No Brasil, a construção de estruturas mistas começou nas décadas de 60 e 70, mas limitou-se a edifícios e pontes de pequeno porte.

2.2 CONCEITOS DE PONTES

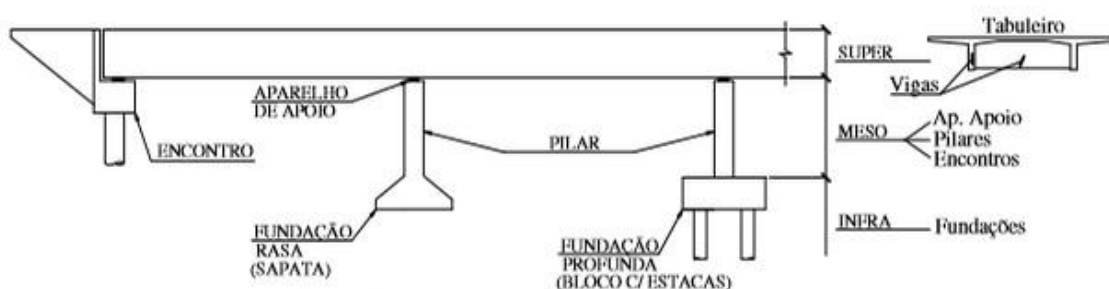
Ponte é a obra destinada a permitir transposição de obstáculos à continuidade de uma via de comunicação qualquer. Os obstáculos podem ser: rios, vales profundos, braços de mar, entre outros. É denominada ponte quando o obstáculo transposto é um rio, e denomina-se viaduto quando o obstáculo transposto é um vale ou outra via. (A.M.Silveira, 2002)

2.3 DEFINIÇÕES DAS PONTES

A estrutura da ponte é definida por três tipos: infraestrutura, mesoestrutura e superestrutura.

- a) **Infraestrutura:** segmento da ponte em que os elementos constituintes possuem como função apoiar no terreno os esforços transmitidos da superestrutura para a mesoestrutura. Exemplos: Blocos de estacas, sapatas, tubulões;
- b) **Mesoestrutura:** componente da ponte constituída por pilares recebe os esforços da superestrutura e os transmite à infraestrutura. Exemplos: pilares, encontros;
- c) **Superestrutura:** constituída de vigas e lajes, parte da ponte em que ocorre o tráfego;
- d) **Encontros:** estruturas localizadas na entrada e saída da ponte fazendo a transição da rodovia para a ponte, além de proteger os taludes e aterros contra erosão.

Figura 2- Nomenclatura dos elementos das pontes



Fonte: (Debs & Takeya, 2009)

2.4 PROPRIEDADES DAS PONTES

Serão apresentadas a seguir as propriedades das pontes: a funcionalidade, segurança, estética e economia.

2.4.1 Funcionalidade

As pontes devem se adaptar às condições de uso a que foram projetadas e executadas, devem ser adaptadas as situações de escoamento adequadas ao trânsito de pedestres e veículos.

2.4.2 Segurança

A segurança estrutural da obra relaciona-se com a rigidez em que foi construída, deve apresentar conforto em relação às cargas dinâmicas, ou seja, as vibrações de pequena e grande escala, proporcionando a integridade de veículos e pessoas. Apresentando uma medida preventiva quanto à futuros problemas e uma possível interrupção provisória ou definitiva do empreendimento analisado.

2.4.3 Estética

Por ser considerada obra de arte, a ponte deve apresentar uma estética agradável e não apresentar contrastes com elementos naturais existentes no local. Mesmo a estética sendo um aspecto subjetivo, alguns aspectos podem ser relevantes como: a esbeltez da estrutura, detalhes simples e harmoniosos e a utilização de materiais com características diferentes.

2.4.4 Economia

A economia é um fator preponderante para a execução de uma obra, sendo assim devem ser realizados vários estudos para possibilitar a escolha de estruturas de pontes economicamente viáveis dentro das limitações de cada obra.

2.5 ELEMENTOS DE PROJETO

Serão abordados neste tópico os elementos de campo e de projeto.

2.5.1. Elementos de campo

Segundo, Prof. Wilson Gorges (1992), os elementos que constituem o de campo são:

- I. Planta de situação, com o traçado da rodovia e os obstáculos a serem transpostos como: cursos d'água, vias de tráfego;
- II. Níveis máximos e mínimos das cotas de água;
- III. Seção longitudinal, mostrando o perfil da rodovia e do terreno
- IV. Características do solo de fundação (sondagens);
- V. Condições de agressividade ao meio ambiente

2.5.2 Elementos de projeto

Os elementos de projeto baseado no estudo do Prof. Wilson Gorges (1992), são baseados em normas, estudos, manuais que devem ser realizados para elaboração de um projeto de obras de arte especiais. São eles:

- I. Memorial descritivo e justificativo da solução adotada;
- II. Memorial de cálculo: apresentação de cálculos estruturais, dimensionamento e verificação de segurança de todos os elementos estruturais
- III. Quantitativo de materiais e serviços
- IV. Especificações técnicas
- V. Peças gráficas: ilustrações de seções transversais, armação e todos os detalhes dos elementos constituintes da obra de arte especial

2.6 CLASSIFICAÇÕES DAS PONTES

De acordo com, Osvaldemar Marchetti (2008) as pontes podem ser classificadas segundo:

- a) Extensão do vão
 - Vão até 2m → Bueiros
 - Vão de 2m a 10m → Pontilhões
 - Vão maior do que 10m → Pontes
- b) Durabilidade
 - Pontes permanentes: construídas em caráter definitivo

Pontes provisórias: construídas por duração limitada;

- c) Natureza do tráfego: Pontes rodoviárias, pontes para pedestres (passarelas), pontes aquedutos, pontes ferroviárias e pontes mistas;
- d) Desenvolvimento planimétrico: considerando a projeção do eixo da ponte podem ser: pontes retas ou pontes curvas;
- e) Desenvolvimento altimétrico: considera-se o eixo da ponte em plano vertical (elevação): Pontes horizontais ou em nível, Pontes em rampa, retilíneas ou curvilíneas;
- f) Sistema estrutural da superestrutura;

I. Em vigas

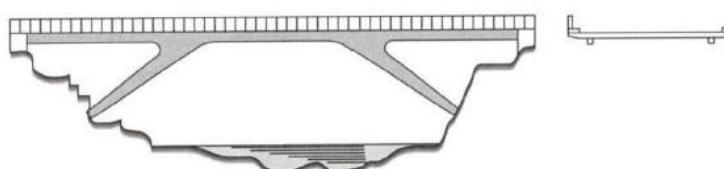
Figura 3- Pontes em laje



Fonte:(MARCHETII,2008)

II. Em pórticos

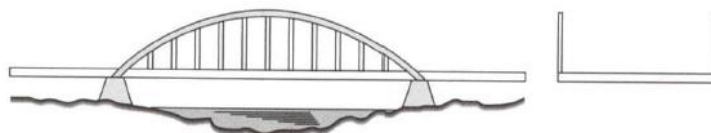
Figura 4- Ponte em quadro rígido



Fonte:(MARCHETII,2008)

III. Em arco

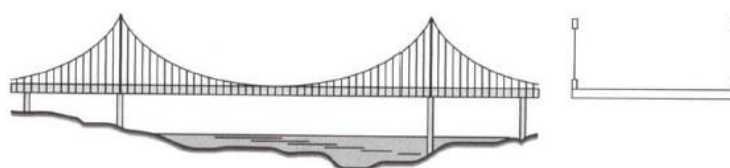
Figura 5 – Ponte em arco superior



Fonte:(MARCHETII,2008)

IV. Pênseis

Figura 6 – Ponte pênsil



Fonte:(MARCHETII,2008)

V. Pontes atirantadas

- g) Material da superestrutura: Pontes de madeira, alvenaria, concreto armado, protendido e aço;
- h) Posição do tabuleiro;
- i) Mobilidade dos tramos ponte basculante de pequeno vão, Ponte levadiça, Ponte corrediça, Ponte giratória.

2.7 TIPOS DE SUPERESTRUTURAS

Os tipos de superestruturas podem ser classificados em: vigas de alma cheia, treliças, vigas caixão, pórticos, arcos, vigas mistas e pontes estaiadas. Uma viga de alma esbelta é mais eficiente se utilizada com enrijecedores longitudinais.

2.7.1 Treliça

Uma treliça possui as seguintes características: os eixos dos elementos são retos e concorrentes nos nós ou juntas, a treliça propriamente dita é carregada somente por nós. O sistema possui duas vantagens: a primeira é a dos elementos só serem solicitados por cargas axiais (tração e compressão) e a segunda, permitir alturas maiores com menor peso e redução da flecha, porém o seu custo de fabricação e manutenção são maiores. São usadas para vãos acima de 50,0 m até 120,0 m quando isostáticas, e como contínuas até 250m.

Figura 7 – Ponte em treliça



2.7.2 Vigas Caixa

As vigas caixa são formadas por um ou mais almas e por uma mesa inferior única e uma ou mais mesa superior. Esse tipo de superestrutura é eficiente principalmente em curva, visto que apresenta uma grande capacidade de resistência a torção e usualmente utilizadas em pontes que possuem grandes vãos para evitar instabilidade aerodinâmica. Possui também um sistema de diafragma transversal e transversinas. Uma importante vantagem é a viabilidade usar a mesa superior como tabuleiro.

As características apresentadas nas vigas em caixa são:

- I. Grande resistência e rigidez a torção
- II. Mesas de grande largura
- III. Maior inércia com alturas menores
- IV. Espaço livre útil
- V. Manutenção
- VI. Montagem
- VII. Estético
- VIII. Menor consumo de tinta

A decisão mais importante no projeto é a escolha da seção transversal e está associada: ao custo do material, custos de ligação, eficiência dos equipamentos disponíveis, acessos, larguras de pista e gabarito. (Pinho & Bellei, Pontes e viadutos em vigas mistas, 2007)

2.7.3 Pórticos

O sistema de pórticos é aquele em que as vigas do tabuleiro são contínuas com a estrutura dos pilares, solução usada para minimizar o tamanho dos vãos da viga reta. O terreno deve apresentar um bom suporte a tensão de cargas, visto que descenderá uma grande carga de compressão através do pilar para as fundações. A eficácia dos pilares inclinados é diretamente proporcional ao ângulo de inclinação. Quanto maior a eficiência, menor o ângulo.

Figura 8 – Tipo de pórtico



Fonte: (Pinho & Bellei, Pontes e viadutos em vigas mistas, 2007)

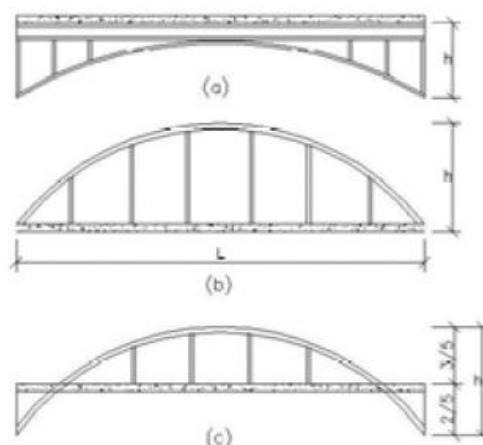
2.7.4 Arcos

As primeiras pontes em arco foram construídas na Inglaterra em 1779. É uma das superestruturas de pontes mais antigas, feita pelos romanos há 2100 anos, utilizando-se pedras. Os arcos são econômicos na faixa de 60 a 500m. O arco paraser eficiente deve apresentar uma relação de flecha /vão da ordem de $1/5$ a $1/8$.

Os tipos de arcos podem ser definidos em:

- I. Arco inferior com tabuleiro superior (Figura 9a)
- II. Arco superior com tabuleiro inferior (Figura 9b)
- III. Arco com tabuleiro intermediário (Figura 9c)

Figura 9 – Tipo de arco



Fonte: (Pinho & Bellei, Pontes e viadutos em vigas mistas, 2007)

2.7.5 Suspensas por cabos (Estaiadas ou pênséis)

As primeiras pontes suspensas (Figura 10) foram feitas pelos engenheiros militares entre os séculos 16 e 19. As pontes estaiadas surgiram por volta de 1938 na Alemanha como procedência das suspensas. Esse tipo de ponte é eficiente para vãos acima de 300m. (Pinho & Bellei, Pontes e viadutos em vigas mistas, 2007)

Figura 10 – a) Pontes Estaiadas b) Pontes Pênseis c) Pontes Estaiadas e Pênseis



Figura 2.10 – Pontes Estaiadas



Figura 2.11 – Pontes Pênseis



Figura 2.12 – Pontes Estaiadas e Pênseis

Fonte: (Pinho & Bellei, Pontes e viadutos em vigas mistas, 2007)

2.8 TIPOS DE TABULEIRO

Todos os tipos de superestruturas apresentados anteriormente podem ser utilizados um dos tipos de tabuleiros descritos a seguir.

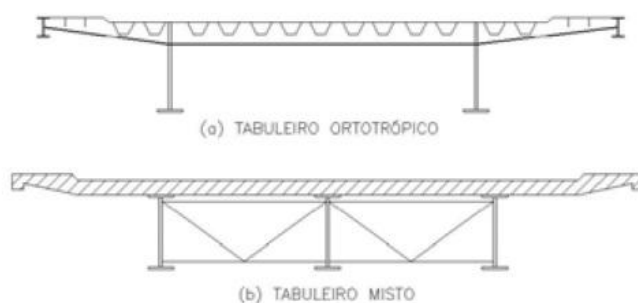
2.8.1 Tabuleiro em aço

Os tabuleiros integralmente constituído de aço (Figura 11a), formam-se uma placa ortotrópica (placa enrijecida de aço), comumente utilizadas em vãos grandes requisitando um consumo elevado de aço.

2.8.2 Tabuleiro em concreto

Os tabuleiros em concreto (Figura 11b) substituíram com vantagem os metálicos para pequenos e médios vãos, funcionando solidariamente às vigas metálicas. Surgindo a construção de pontes mistas, ou seja, pontes com associação de concreto e aço.

Figura 11- Tipos de tabuleiro



Fonte: (Pinho & Bellei, Pontes e viadutos em vigas mistas, 2007)

2.9 MESOESTRUTURA

A mesoestrutura transfere as cargas recebidas da superestrutura para a infraestrutura distribuindo de forma equilibrada, está é constituída de apoios que normalmente são elementos estruturais utilizado na forma vertical. Conforme Prof. Wilson Gorges (1992) alguns exemplos são:

- a) Pilares-parede: são apoios transversais contínuos, de silhueta retangular, trapezoidal ascendente ou trapezoidal descendente. Quando locados em cursos de água, devem ser dotados de talhantes em ambas as extremidades para não produzir efeitos secundários na corrente líquida ou nas fundações. As formas mais usuais para os talhantes são as triangulares e as semicirculares;
- b) Pórticos: são formados por pilares duplos ligados transversalmente por vigas horizontais de enrijamento, em um ou mais andares. As reações são transmitidas através de uma viga superior que, além do enrijamento transversal do pórtico, tem a função de suportar as vigas principais da superestrutura.
- c) Paliçadas: mesmas definições descritas em pórticos, porém com a condição de existir um número múltiplo de pilares, aumentando a largura de apoio para a superestrutura.
- d) Pilares únicos ou apoios em T: necessita-se de um mínimo de perturbação das vias inferiores existentes
- e) Torres: são os suportes de maior altura existentes nas pontes estaiadas para a colocação dos cabos e pendurais de suspensão

2.10 INFRAESTRUTURA

A infraestrutura, ou fundação é constituída pelos elementos estruturais através dos quais são transmitidos os esforços oriundos da mesoestrutura, levando em consideração as características dos solos. Algumas soluções para as fundações de pontes são:

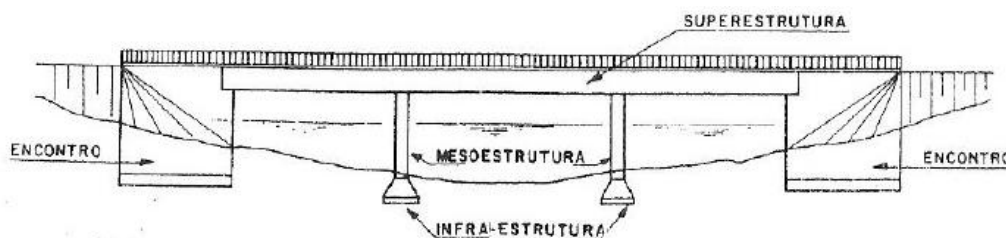
- a) Fundações diretas: sapatas (rígidas ou flexíveis), blocos ou em concreto simples, sem necessidade de armaduras;
- b) Fundações indiretas: estacas pré-moldadas de concreto armado ou protendido, estacas de madeira, estacas de concreto moldada in loco, estacas metálicas;
- c) Fundações profundas: tubulões (céu aberto ou sob ar comprimido) e caixões.

Sendo as mais comumente usadas para pontes as estacas pré moldadas de concreto armado protendido, estacas de concreto moldada in loco e estacas metálicas.

2.11 ENCONTROS

Encontros (Figura 12) são elementos estruturais que servem como apoios extremos de obra-de-arte especial e elementos de contenção e estabilização dos aterros de acesso. Estes podem ser classificados em: encontros leves e de grande porte.

Figura 12 – Elementos de uma ponte



Fonte: (PFEIL,1983)

2.12 MATERIAIS

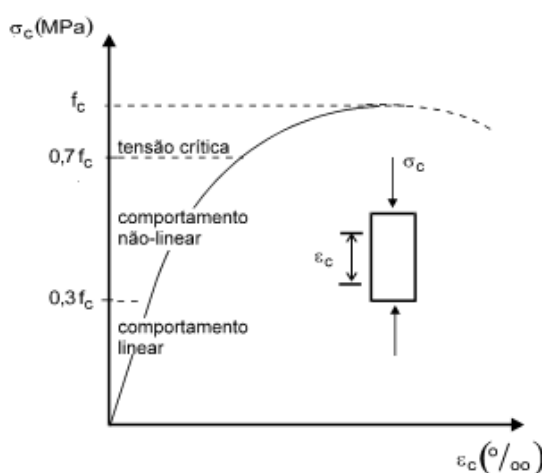
Os materiais utilizados em pontes de concreto protendido são: concreto e aço e em pontes mistas, concreto e estrutura metálica em aço.

2.12.1 Concreto

O concreto é formado pela mistura de diversos materiais: areias, britas, água e um ligante (cimento). As propriedades do concreto são:

- a) Peso específico de 24kN/m³ a 26kN/m³
- b) Resistência à tração f_{ct} de 1,5MPa a 4MPa
- c) Resistência à compressão de f_c de 20MPa a 50MPa
- d) Coeficiente de Poisson ν próximo de 0,2
- e) Coeficiente de dilatação térmica $\alpha = 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$

Figura 13- Diagrama tensão-deformação específica do concreto comprimido



Fonte: (PFEIL,1983)

Para a construção de pontes é utilizado o concreto de alta resistência, devido a apresentarem baixas relações água-cimento, diminuindo os efeitos de retração e fluência, e o concreto leve levando em consideração a grande parcela de peso do próprio tabuleiro de concreto, representando uma parcela significativa do peso da estrutura.

O tabuleiro de concreto pode ser executado das seguintes maneiras:

- a) Concreto moldado in loco;
- b) Pré-laje com concretagem de parte da espessura da laje;
- c) Lajes pré fabricadas com concretagem das ligações entre lajes e região dos conectores

2.12.2 Aço

O aço utilizado em perfis deve possuir uma resistência de escoamento de no mínimo 450MPa e relação entre tensão de escoamento e tensão de ruptura superior a 1,18. A decisão entre perfil soldado e perfil laminado deve ser feita a partir das cargas e número de perfis utilizados, os perfis laminados apresentam uma altura máxima de 610mm. A tabela a seguir mostra algumas propriedades mecânicas dos perfis metálicos estruturais.

Figura 14- Tabela propriedades mecânicas dos aços

Propriedades Mecânicas			
	ASTM A 572 Grau 50	ASTM A 572 Grau 60*	ASTM A 992*
Limite de Escoamento (MPa)	345 mín.	415 mín.	345 a 450
Limite de Resistência (MPa)	450 mín.	520 mín.	450 mín.
Alongamento após ruptura (%)	18 mín.	16 mín.	18 mín.
	AÇO COR 500*	ASTM A 131 AH32*	ASTM A 131 AH36*
Limite de Escoamento (MPa)	370 mín.	315 mín.	355 mín.
Limite de Resistência (MPa)	500 mín.	440 a 590	490 a 620
Alongamento após ruptura (%)	18 mín.	19 mín.	19 mín.

*Sob encomenda.

As especificações dos aços ASTM A 572 Grau 50 e AÇO COR 500, de acordo com a Norma NBR 7007:2011, são AR 350 e AR 350 COR, respectivamente.

Os aços ASTM A 131 AH32/AH36 garantem tenacidade de 34 J (longitudinal) para ensaio Charpy realizado a 0°C.

As características de resistência mecânica e de soldabilidade dos aços são relevantes para a construção de pontes. A soldabilidade depende do valor de carbono equivalente CEV, sendo definido a partir da composição química através da seguinte expressão:

$$CEV = C + \frac{Mn}{6} + \frac{Cr+Mo+V}{5} + \frac{Ni+Cu}{15} \quad (\text{Eq 2.1})$$

Em que, (C) é a percentagem de carbono, (Mn) a percentagem de manganésio, (Cr) a percentagem de cromo, (Mo) a percentagem de molibdeno, (V) a percentagem de vanádio, (Ni) a percentagem de níquel e (Cu) a percentagem de carbono. Os limites para estes elementos são retirados da tabela 3-1 extraído da norma EN10025. O valor do carbono equivalente, representa a ideia de soldabilidade de determinado aço, quanto menor este coeficiente maior a soldabilidade, seu valor deve ser especificado em projeto.

Tabela 1 – Limites de percentagem dos diferentes elementos para aços obtidos por laminação termomecânica

Designação		C % máx.	Si % máx.	Mn % máx.	P % máx. a	S % máx. a, b	Nb % máx.	V % máx.	Al _{total} % mín. c	Ti % máx.	Cr % máx.	Ni % máx.	Mo % máx.	Cu % máx. d	N % máx.
EN 10027-1	EN 10027-2														
S275M	1.8818	0,13 e	0,50	1,50	0,030	0,025	0,05	0,08	0,02	0,05	0,30	0,30	0,10	0,55	0,015
S275ML	1.8819				0,025	0,020									
S355M	1.8823	0,14 e	0,50	1,60	0,030	0,025	0,05	0,10	0,02	0,05	0,30	0,50	0,10	0,55	0,015
S355ML	1.8834				0,025	0,020									
S420M	1.8825	0,16 f	0,50	1,70	0,030	0,025	0,05	0,12	0,02	0,05	0,30	0,80	0,20	0,55	0,025
S420ML	1.8836				0,025	0,020									
S460M	1.8827	0,16 f	0,60	1,70	0,030	0,025	0,05	0,12	0,02	0,05	0,30	0,80	0,20	0,55	0,025
S460ML	1.8838				0,025	0,020									

Quando refere-se à resistência do aço, considera as propriedades como: tensão de cedência, ductilidade e tenacidade (resistência à ruptura frágil). A tenacidade é relevante para o estudo da construção de pontes, por serem estruturas constituídas por elementos soldados sujeito à fadiga (propagação de fendas).

Propriedades dos aços:

a) Módulo de elasticidade do aço estrutural $E = \frac{210.000N}{mm^2}$

b) Coeficiente de Poisson $\nu = 0,3$

c) Coeficiente de dilatação térmica $\alpha = \frac{12.10^{-6}}{^{\circ}C}$

d) Coeficiente parcial de segurança do aço estrutural $\gamma_s = 1,0$

2.13 PONTES MISTAS

A ponte mista (Figura 15) é a junção das vigas metálicas com o tabuleiro de concreto, mas para que isso aconteça é necessário a solidarização dos dois materiais. Isto é obtido por materiais de ligação nomeados conectores de cisalhamento. Os elementos mais utilizados são: pinos do tipo “Stud” e os perfis laminados tipo U, que deverão ser distribuídos ao longo da viga. O dimensionamento das vigas mistas deve ser feito levando em consideração se a viga será escorada ou não durante a concretagem.

A dificuldade a ser resolvida em relação a construção de pontes mistas refere-se a determinação da distribuição dos esforços no concreto e no aço, ressaltando a importância da ligação solidária do tabuleiro com as vigas metálicas.

Algumas vantagens na construção de pontes mistas são: menor peso da estrutura, o que implica menor número de pilares e fundações mais econômicas; métodos construtivos mais simples e menores prazos de execuções. Já as desvantagens são apresentadas como: custo inicial mais elevado e exigência de uma maior capacidade tecnológica na execução

Figura 15 - Ponte Mista



2.14 AÇÕES EM PONTES E VIADUTOS

2.14.1 Ações permanentes

A carga permanente é constituída pelo peso próprio da estrutura e de outros materiais colocados sobre a ponte (sobrecargas fixas) como: estrutura de aço, laje de concreto, pavimentação, guarda corpo, sinalizações. As ações permanentes compreendem segundo a norma NBR 7181 – Projetos de pontes de concreto armado e protendido:

- a) As cargas provenientes do peso próprio dos elementos estruturais;
- b) As cargas provenientes do peso da pavimentação, dos trilhos, dos dormentes, dos lastros, dos revestimentos, das barreiras, dos guarda-rodas, dos guarda-corpos e de dispositivos de sinalização;
- c) Os empuxos de terra e de líquidos;
- d) As forças de protensão;
- e) As deformações impostas, ou seja, provocadas por fluência e retração do concreto, por variações de temperatura e por deslocamentos de apoios.

2.14.2 Ações variáveis

Ações de caráter transitório que abrangem, segundo a norma NBR 7187-Projetos de Pontes de Concreto armado e protendido (2003):

- a) Cargas Móveis;
- b) Cargas de construção;
- c) Cargas de vento;
- d) O empuxo de terra provocado por cargas móveis;
- e) A pressão da água em movimento;
- f) O efeito dinâmico do movimento das águas.

Nas pontes rodoviárias, as cargas rodoviárias de cálculo (NBR 7188) utilizam veículos de dimensões especiais, enquanto as cargas reais são caminhões e carretas com dimensões e pesos fixados por uma regulamentação nomeada Lei da Balança. As cargas para as pontes rodoviárias, são denominadas Trens-tipo e são subdivididas em 3 classes:

- a) Classe 45: veículo-tipo 450KN de peso total
- b) Classe 30: veículo-tipo 300KN de peso total
- c) Classe 12: veículo-tipo 120KN de peso total

Os trens-tipo são formados de um veículo tipo de 3m de largura por 6m de comprimento e de cargas uniformemente distribuídas de intensidades “p” para a pista e “p'” para os passeios.

Tabela 2- Cargas dos veículos tipo – NBR 7188

Classe da Ponte	Peso Total do Veículo (kN)	Carga Uniforme p (kN/m ²)	Carga Uniforme p' (kN/m ²)	Disposição das Cargas
45	450	5	3	"p" em toda a pista
30	300	5	3	"p" em toda a pista
12	120	4	3	"p' " nos passeios

Fonte: (Pinho & Bellei, Pontes e viadutos em vigas mistas, 2007)

Figura 16 – Veículos tipo

Tipo 12

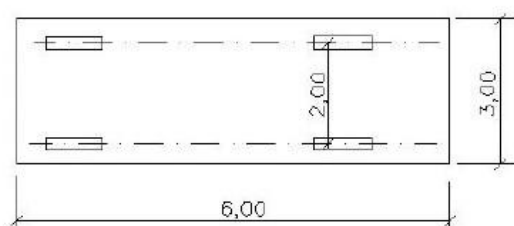
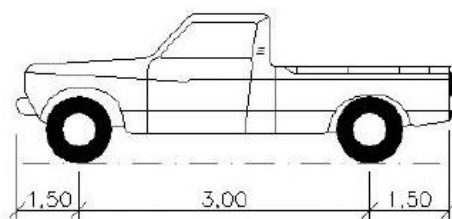


Figura 5.2

Tipos de 45 e 30

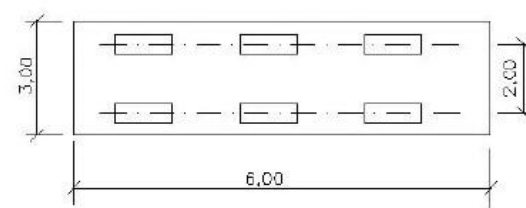
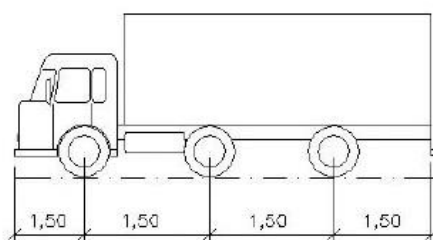


Figura 5.3

Fonte: (Pinho & Bellei, Pontes e viadutos em vigas mistas, 2007)

2.15 AÇÕES EXCEPCIONAIS

São aquelas cuja ocasião se dá em circunstâncias anormais. Pode ser os choques objetos móveis, as explosões, alguns fenômenos naturais pouco freqüentes, como ventos ou enchentes catastróficos.

2.15.1 Impactos Verticais

Impacto vertical é o acréscimo das cargas dos veículos provocado pelo movimento dos veículos sobre a ponte. Podem ser classificadas em:

- a) Efeito dinâmico das cargas móveis;
- b) Força centrífuga
- c) Choque lateral
- d) Efeitos de frenação e de aceleração: Frenagem é a força resultante de qualquer automóvel após iniciar um movimento e sobre a estrutura transmite um esforço denominado aceleração.

De acordo com a NBR 7187, para pontes rodoviárias: sem impacto, aplicada na pavimentação

- I. Aceleração: 5% da carga móvel aplicada sobre o tabuleiro
- II. Frenagem: 30% do peso do veículo tipo

2.15.2 Cargas de construção

Segundo a NBR 7187(2003), devem ser consideradas as ações das cargas passíveis de ocorrer durante o período de construção, notadamente aquelas devidas ao peso de equipamentos e estruturas auxiliares de montagem e lançamento de estruturas.

2.15.3 Ação dos ventos

As cargas devidas às ações dos ventos devem atender ao disposto da NBR 6123. As ações são cargas horizontais, em direção normal ao eixo da ponte e podem ser representadas por uma pressão média:

- I. Ponte descarregada: $1,5\text{kN/m}^2$
- II. Ponte carregada: $1,0\text{kN/m}^2$
- III. Passarela de Pedestre: $0,7\text{kN/m}^2$

2.16 COMBINAÇÕES DE CARGAS

São denominadas cargas principais: cargas permanentes, cargas móveis e efeitos de recalques prováveis nas fundações. Já as cargas suplementares são: ação dos ventos, variação das temperaturas, frenagem e aceleração e atrito nos apoios.

2.17 LIGAÇÕES

Neste tópico serão abordados os tipos existentes de ligações: soldadas e parafusadas.

2.17.1 Soldas

As ligações soldadas e parafusadas são regulamentadas pela AASHTO-17ª/2002 itens 10.19 a 10.32 e AASHTO/AWS D1. 5M/D1.5 5:20C. Na tabela a seguir apresenta-se a dimensão mínima de uma solda de filete.

Tabela 3 – Dimensão mínima de uma solda de filete feita por um só passe (mm)

Maior espes. do metal base na junta	Espes. mínima da solda de filete
$t \leq 20$	6
$t \geq 20$	8

Fonte: (Pinho & Bellei, Pontes e viadutos em vigas mistas, 2007)

2.17.2 Parafusos

Pontes e viadutos devem se empregar parafusos de alta resistência. Os tipos de ligação funcionam por atrito ou esmagamento. Ligações por atrito são definidas para juntas sujeitas ao esforço reverso, alto impacto das cargas ou onde a resistência às tensões devido a juntas por atrito são fundamentais para as condições da vida útil da estrutura. Os parafusos trabalhando em conexões a esmagamento estão limitados a membros sujeitos a compressão e membros secundários. Existem os tipos de furos aceitos pela AASHTO: furos padrões (P), furos alongados (A), furos alongados curtos (AC) e furos alongados longo (AL)

Tabela 4 – Dimensões dos tipos de furos em mm

dp		P	A	AC	AL
mm.	pol.				
16	(5/8")	18	21	18x22	18x40
19	(3/4")	21	24	21x25	21x48
22,2	(7/8")	24	27	24x28	24x56
25,4	(1")	27	32	27x33	27x64
28,5	(1 1/8")	30	36	30x38	30x70
31,8	(1 1/4")	34	40	34x42	34x80
35	(1 3/8")	37	43	37x45	37x86
38	(1 1/2")	40	46	40x48	40x96

Fonte: (Pinho & Bellei, Pontes e viadutos em vigas mistas, 2007)

As tensões de tração de fadiga nos parafusos não devem exceder os seguintes valores, de acordo com o número de ciclos:

Tabela 5-Número de ciclos

Número de ciclos	A325 kN/cm ²	A 490 kN/cm ²
≤ 20.000	26,5	33,0
> 20.000 e ≤ 500.000	24,5	30,5
> 500.000	19,0	23,5

Fonte: (Pinho & Bellei, Pontes e viadutos em vigas mistas, 2007)

2.18 SISTEMAS DE MONTAGEM

Segundo o Manual de Pontes Metálicas (2007), a montagem de pontes é feita para vigas retas de um vão ou mais vãos contínuos, como um sistema mais

econômico. Os viadutos são montados por meio de guindastes, por estarem em solo firme.

Segundo Pinho (2005), a construção de pontes é considerada como um dos processos mais difíceis, o grande desafio é manter a integridade da estrutura, considerando que as cargas durante a construção são muito diferentes das cargas durante sua vida útil. A decisão do processo de montagem passa por várias etapas de análise, como estrutura de ponte, equipamentos disponíveis, localização da obra.

2.18.1 Montagem por lançamento

A montagem de pontes por lançamento é realizada pré-montando as longarinas da ponte sobre o terreno das margens, e fazendo as vigas inteiras que vão constituir a ponte se descolar até a posição final do rio. A importância do bico é fundamental para que ocorra um prolongamento provisório da ponte em conjunto com um contrapeso. Normalmente o bico de lançamento possui um comprimento em torno de 60% do vão a vencer. Outro fator relevante a ser levado em consideração é o local em que será feito o trabalho, analisando o solo para evitar problemas de lançamento.

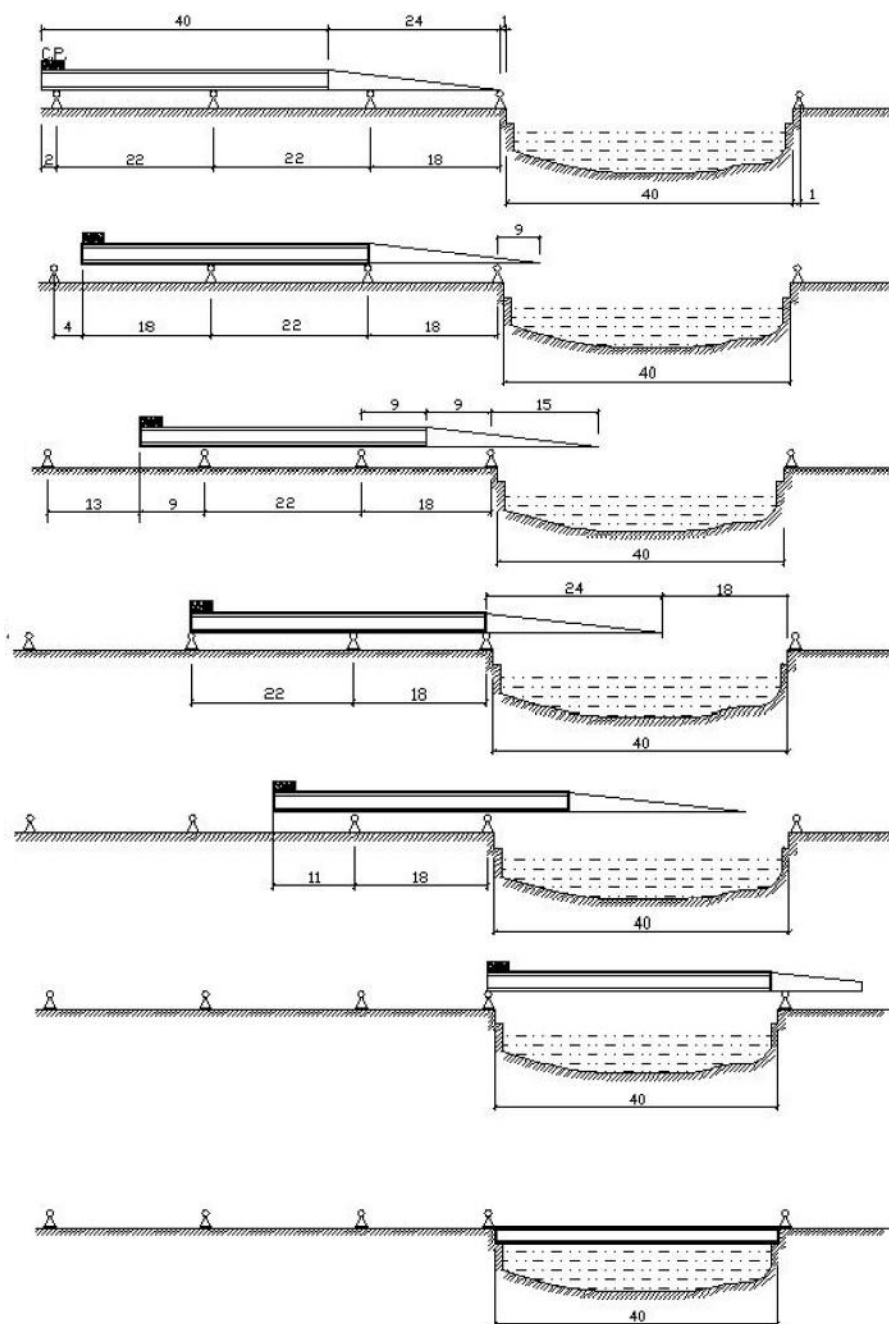
2.18.2 Montagem em solo

Esse procedimento é o mais simples devido a uma exigência menor de equipamentos e à exposição de operários a riscos reduzidos. A estrutura é montada em solo para posterior içamento através de guindastes.

2.18.3 Montagem por balsa

Em vãos sobre corpos d'água a construção pode ser feita por balsas que ficam sob a ponte, sustentando os equipamentos para construção, como guindastes, e também os elementos que formam a ponte. A ancoragem da balsa pode ser feita por cabos fixados nas margens ou até na estrutura construída até o momento (PINHO, 2005)

Figura 17 – Transporte e montagem



Fonte: (Pinho & Bellei, Pontes e viadutos em vigas mistas, 2007)

2.19 ESTRUTURAS MISTAS

As estruturas mistas são constituídas da ação conjunta entre viga de aço e a laje de concreto, sendo necessária a interface aço-concreto desenvolvendo forças longitudinais de cisalhamento.

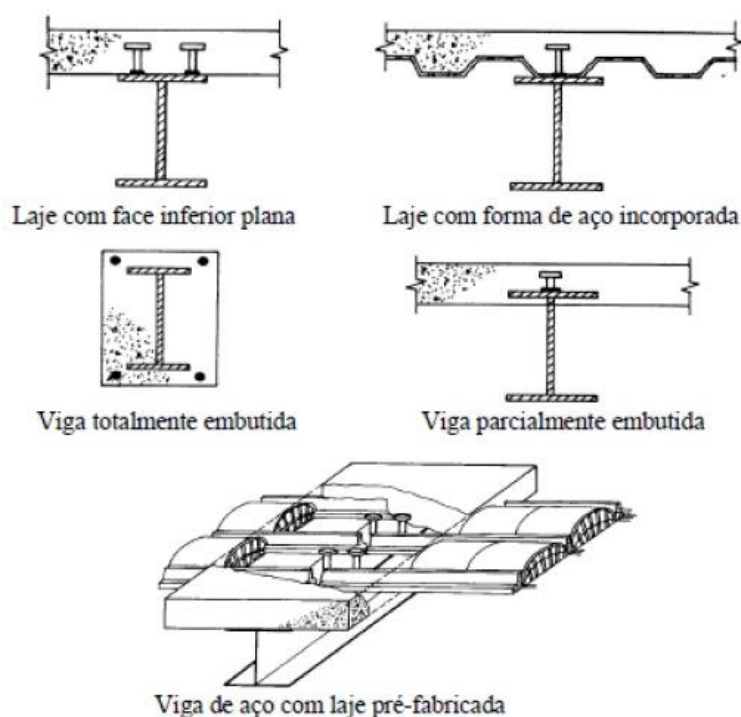
Existem vigas mistas constituídas em perfis I, em que a determinação da sua resistência é dada pela capacidade de sua resistência à flambagem. Em uma viga bi

apoiada considera-se a flambagem da seção e a flambagem local, em que não ocorre flambagem por torção devido a seção de aço ter contenção lateral contínua pela laje de concreto. Alguns exemplos de seções I podem ser ilustrados na figura abaixo.

O dimensionamento da seção mista quanto à flexão pode ser encontrada no anexo O da NBR 8800, existindo dois tipos de seções, em relação à esbeltez: compacta ou semicompacta. A seção compacta é dimensionada em regime plástico, pois essas estruturas tem grande capacidade de deformação e até de rotação antes do início da flambagem. Já as seções semicompactas podem atingir a tensão de escoamento no aço antes de flambar, por isso elas são analisadas no regime elástico. (ABNT, 2008)

O sistema misto pode chegar a ter o peso da viga metálica reduzido à metade, a viga mista possui como vantagem dispensar o escoramento, apoiando-se a forma diretamente na viga metálica.

Figura 18- Tipos de vigas mistas



Fonte: MALITE,1990 apud KOTINDA,2006

3. CÁLCULO DOS ESFORÇOS E ENVOLTÓRIAS

A envoltória de esforços internos de uma estrutura é um diagrama que representa, os valores limites, máximos ou mínimos, para as seções transversais da estrutura. É necessária uma função de aptidão, que é responsável por indicar a qualidade das soluções durante o processo de otimização, entretanto não existe função matemática que descreva a função de aptidão, porém seu valor pode ser obtido com o auxílio de Linhas de Influência (LI), descrevendo a variação de um determinado efeito em função da posição de uma carga vertical unitária sobre a estrutura. (Holtz, 2005)

Os efeitos podem ser: reações de apoio, esforço cortante ou momento fletor da seção. Nos próximos tópicos serão abordados os conceitos relacionados à cargas móveis, traçados de linhas de influência necessários ao cálculo das envoltórias de esforços

3.1 CARGAS MÓVEIS

Carga móvel pode ser considerada com uma força geral de direção, intensidade e sentido determinada, porém sem posição fixa na estrutura. Um conjunto de cargas móveis possui uma posição relativa constante, podem ser simuladas por a ação de veículos e automóveis, composições ferroviárias e pontes rolantes.

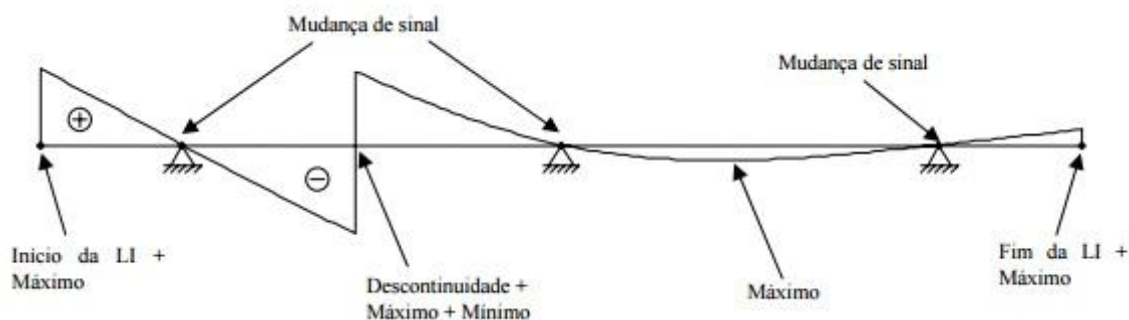
Os esforços internos nestes tipos de estrutura variam com a posição de atuação das cargas aplicadas e a magnitude das mesmas, sendo assim o projeto de uma viga de ponte, leva-se em consideração a determinação das posições das cargas móveis que produzem valores dos esforços nas seções do elemento estrutural. Em que os valores extremos são os valores máximos e mínimos de um esforço. O procedimento direto e objetivo para determinar as posições de cargas móveis que provocam valores extremos são por meio de uma seção da estrutura feita com o auxílio de Linhas de Influência.

3.2 LINHAS DE INFLUÊNCIA

Linha de influência corresponde a variação de um efeito como reações de apoio, esforço cortante ou momento fletor de uma seção em função da posição de uma carga unitária que passeia sob a estrutura.

No início do processo de otimização é preciso fazer uma análise da linha de influência em que são consideradas informações a respeito dos pontos mais importantes do diagrama. Sendo eles: valores máximos ou mínimos, mudança de sinal, descontinuidades e início e fim da própria linha de influência.

Figura 19 – Linha de influência com a identificação dos eventos

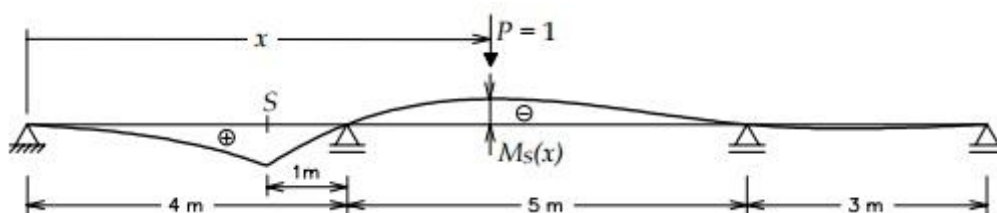


Fonte: (Holtz, 2005)

O esforço crítico é obtido posicionando o carregamento móvel de uma forma mais desfavorável nas ordenadas da linha influência, para estruturas mais complexas como de pontes pode ser obtida através do programa MATLAB, programa em que é possível a visualização dos resultados através do desenho e edição da envoltória de esforços da estrutura. Para obter a envoltória das solicitações da estrutura por meio do traçado da curva que liga os valores críticos das linhas de influência.

Na figura abaixo, mostra a LI de momento fletor em uma seção S indicada, nesta apresenta-se a carga unitária $P=1$ dada pelo parâmetro x , e uma ordenada genérica de LI representa o valor do momento fletor em S em função de x . Normalmente os valores positivos dos esforços nas linhas de influência são desenhados para baixo e os valores negativos para cima.

Figura 20 – Linha de influência de momento fletor em uma seção de uma viga contínua




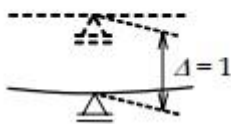

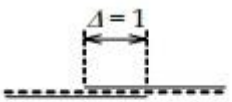
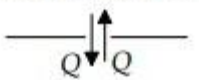
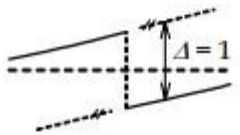


Fonte: (Holtz, 2005)

Segundo Sussekund (1997) para ser possível traçar uma linha de influência de um efeito E, sendo este reação ou esforço, procede-se da seguinte forma:

- Rompe-se o vínculo capaz de transmitir o efeito e cuja linha de influência deseja-se determinar;
- Na seção onde atua o efeito e, atribui-se à estrutura, no sentido oposto ao de E positivo, um deslocamento generalizado unitário, que será considerado como muito pequeno
- Configuração deformada (elástica) obtida é a própria linha de influência

No caso de uma reação de apoio, o deslocamento generalizado é um deslocamento absoluto da seção de apoio. Para um esforço normal, o deslocamento generalizado é um deslocamento axial relativo na seção de esforço normal. Para um esforço cortante, o deslocamento generalizado é um deslocamento transversal relativo na seção do esforço cortante. E para um momento fletor, o deslocamento generalizado é uma rotação relativa entre as tangentes à elástica adjacente à seção do momento fletor. Observam-se esses deslocamentos na figura abaixo.

Figura 21 – Deslocamentos generalizados utilizados no método cinemático

Efeito	Deslocamento generalizado
Reação de apoio 	
Esforço normal 	
Esforço cortante 	
Momento fletor 	

3.3 ENVOLTÓRIAS LIMITE DE ESFORÇO

As envoltórias limite de um determinado esforço de uma estrutura apresenta carga móveis ou acidentais, os valores máximos e mínimos destes esforços em cada uma das seções da estrutura. Considera-se também o diagrama dos esforços para um carregamento, as envoltórias proporcionam a possibilidade do dimensionamento da estrutura. (HOLTZ, 2005)

Estas podem ser obtidas através da interpolação de valores máximos e mínimos de esforços calculados em seções transversais ao longo da estrutura. Para determinar os valores limites de esforços em uma seção transversal é necessário conhecer as posições de atuação de trem-tipo e linhas de influência.

Primeiro determina-se os esforços devido à carga permanente, ou seja, os diagramas de esforço cortante e de momento fletor, logo em seguida determinam-se os esforços cortantes máximos e mínimos devidos à carga móvel para cada seção transversal da estrutura. O próximo será a posição do trem-tipo para determinar os valores limites em cada seção.

3.4 COEFICIENTES DE IMPACTO

O coeficiente de impacto é um fator que leva em consideração um conjunto de influências que tornam a carga acidental em carga dinâmica. A consideração das cargas acidentais, como cargas estáticas não possui veridicidade com a realidade, pois as cargas acidentais provocam oscilações na estrutura, cuja causa são: juntas nos trilhos, ação das molas, excentricidade nas rodas e irregularidades na pista.

O estudo dessas causas é difícil devido a na prática, levarmos em consideração o impacto, propiciando às cargas móveis um acréscimo estimando este como se fossem aplicados estaticamente, referindo-se a este como Coeficiente de Impacto (ϕ). A NBR 7187,2013 define o coeficiente de impacto como:

- Coeficiente de impacto ou coeficiente de amplificação dinâmica: ϕ

$$Q = P \cdot CIV \cdot CNF \cdot CIA \quad (\text{Eq.3.1})$$

Onde:

Q = carga estática concentrada e aplicada no nível do pavimento com valor estático de uma roda do veículo, acrescido de todos os coeficientes de ponderação;

P = carga estática concentrada e aplicada no nível do pavimento com valor estático de uma roda do veículo, sem nenhuma majoração;

CIV = coeficiente de impacto vertical. Tem a função de amplificar a ação da carga estática, simulando o efeito dinâmico da carga em movimento e a suspensão dos veículos automotores

CNF = coeficiente do número de faixas. Relaciona a probabilidade de a carga móvel ocorrer em função do número de faixas (exceto acostamento e faixas de segurança);

CIA = coeficiente de impacto adicional. Consiste em majorar a carga móvel devido à imperfeição e/ou descontinuidade da pista de rolamento, no caso de juntas de dilatação e nas extremidades da obra, estruturas de transição e acessos.

- I. CIV é o coeficiente de Impacto Vertical e deve ser usado da seguinte forma:

CIV = 1,35, para estruturas com vão menor do que 10,0m;

$$CIV = 1 + 1,06 \cdot \left(\frac{20}{Liv} + 50 \right) \quad (\text{Eq.3.2})$$

A equação 3.2 é usada em estruturas com vão entre 10 e 200 metros.

Onde Liv é o vão em metros, podendo ser:

Liv => usado para estruturas de vão isostático. Liv = média aritmética dos vãos nos

casos de vãos contínuos;

Liv => comprimento do próprio balanço para estruturas em balanço;

L => vão expresso em metros (m).

Para estruturas com vãos acima de 200 m deve ser realizado estudo específico para a consideração da amplificação dinâmica e definição do coeficiente de impacto vertical.

- II. CNF é o Coeficiente de Número de Faixas é definido:

$$CNF = 1 - 0,05 \cdot (n - 2) > 0,9 \quad (\text{Eq 3.3})$$

Onde **n** é o número (inteiro) de faixas de tráfego consideradas na rodovia carregada sobre um tabuleiro transversalmente contínuo. Este coeficiente não se aplica ao dimensionamento de elementos estruturais transversais ao sentido do tráfego, tais como: lajes, transversinas, etc.

Acostamentos e faixas de segurança não são faixas de tráfego da rodovia.

- III. CIA é o coeficiente de impacto adicional que determina a majoração dos esforços na região das juntas estruturais e extremidades da obra, limita-se a

condição de uso apenas para as seções dos elementos estruturais com distância horizontal normal à junta inferior a 5,0m para cada lado da junta ou descontinuidade estrutural.(NBR 7188,2013)

CIA=1,25, para obras em concreto ou mistas

CIA=1,15, para obras em aço

Para $\phi = 1$: empuxo de terra provocado pelas cargas móveis, cálculo das fundações e passeios.(Neto)

3.5 LONGARINAS E TRANSVERSINAS

Longarina representa a viga localizada ao longo da direção de tráfego dos veículos e transversina é a viga localizada perpendicularmente as longarinas.

3.5.1 Longarinas de perfis I

De acordo com a AASHTO (6.10.2.1.1) é recomendado que sejam seguidos os limites mínimos de largura espessura e da altura da seção para o uso de vigas sem enrijecedores longitudinais:

$$\frac{D}{t_w} \leq 150 \quad (\text{Eq 3.4})$$

- Para almas com enrijecedores longitudinais

$$\frac{D}{t_w} \leq 300 \quad (\text{Eq. 3.5})$$

- Para mesas:

$$\frac{bf}{2tf} \leq 12 \quad (\text{Eq 3.6})$$

$$bf \geq \frac{D}{6} \quad (\text{Eq 3.7})$$

$$tf \geq 1,1t_w \quad (\text{Eq 3.8})$$

$$0,1 \geq \frac{I_{yc}}{I_y} \quad (\text{Eq 3.9})$$

Onde:

D: altura da alma do perfil

T_w : a espessura da alma da viga

T_f : espessura da mesa da viga

b_f : a largura da mesa da viga

I_{yc} : inércia da mesa superior a compressão da viga de aço

I_y : inércia da mesa superior a tração da viga de aço

4.TENSÕES ADMISSÍVEIS

Existe um método para o dimensionamento dos elementos estruturais usando cargas e forças, tensões admissíveis e limites de projeto para os materiais apropriados sob condições de serviço, denominando-se projeto pelas tensões admissíveis.

As tensões admissíveis do aço deverão ser especificadas conforme Tabela 6 abaixo:

$$\sigma_{\text{máx}} \leq \sigma_{\text{adm}} \quad (\text{Eq 4.1})$$

Tabela 6 – Tensões admissíveis – Aço estrutural (kN/cm²)

Tipo e Tensão Admissível	ASTM A36	ASTM A572 G50	ASTM A588
<p>Tração axial em elementos com furos para parafusos alta resistência ou rebites e Tração nas fibras extremas de perfis laminados ou soldados sujeitos à flexão. Deve atender a ambos os requisitos:</p> <p>- Para a seção bruta.....0,55. Fy</p> <p>- Para a seção líquida.....0,46.Fu</p>	13,8 18,4	19,3 20,7	19,3 22,3
<p>Compressão axial nas fibras extremas de perfis laminados ou soldados sujeitos à flexão, seção bruta, quando a mesa comprimida é:</p> <p>(a) Contido lateralmente em todo o seu comprimento pela laje de concreto.....0,55. Fy</p> <p>(b) Contido parcialmente ou sem contenção</p> $F_b = \frac{3515.C_b}{S_{xc}} \left(\frac{I_{yc}}{L_b} \right) \sqrt{\left[0,772 \frac{J}{I_{yc}} + 9,87 \left(\frac{d}{L_b} \right)^2 \right]} \leq 0,55.F_y \quad \text{sendo:}$ <p>Sxc= Módulo de Seção da mesa comprimida Iyc = Momento de Inércia da mesa comprimida em relação ao eixo vertical no plano da alma. Lb = Distância entre pontos de contenção lateral. d = altura da viga c -> comprimido</p> $J = \left[\frac{(b.t^3)_c + (b.t^3)_t + d.tw^3}{3} \right] \quad t \rightarrow \text{tração}$	13,8	19,3	19,3
$C_b = 1,75 + 1,05 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) + 0,3 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^2 \leq 2,3$ <p>onde M1 é o menor momento e M2 é o maior momento de extremidade do comprimento sem contenção lateral; M1/M2 é positivo quando os momentos causam curvatura reversa e negativo para curvaturas simples.</p> <p>Cb=1,0 para balanços sem contenção e membros onde o momento dentro de uma parte significativa do comprimento sem contenção é maior ou igual ao maior momento de extremidade.</p>			
<p>Compressão em colunas axialmente carregadas:</p> <p>Com $C_c = \sqrt{\frac{2.\pi^2.E}{F_y}}$</p> <p>Quando $Kl/r \leq C_c$ $F_a = \frac{F_y}{FS} \left[1 - \frac{(Kl/r)^2.F_y}{4.\pi^2.E} \right]$</p> <p>Quando $Kl/r > C_c$ $F_a = \frac{\pi^2.E}{FS.(Kl/r)^2}$</p> <p>FS = 2,12</p>	127,2	107,5	107,5
<p>Cisalhamento em almas de vigas, seção bruta.....0,33. Fy</p>	8,3	11,6	11,6
<p>Esmagamento em enrijecedores ou outras partes em contato0,80. Fy</p>	20,0	28,0	28,0

FONTE: (Pinho & Bellei, Pontes e viadutos em vigas mistas, 2007)

4.1 FLECHAS E CONTRAFLECHAS

As flechas devidas ao peso da viga de aço e do concreto devem ser apresentadas de maneira separada. As vigas caixão e as vigas soldadas devem apresentar contraflecha para compensar as deformações devido às ações permanentes e à curvatura vertical, conforme o perfil do “greide”.

O cálculo necessário para a verificação de flecha máxima + impacto é:

$$\Delta = \frac{5 \cdot q_m \cdot \frac{L^4}{8} + P_m \cdot L^3 + P_m(L-3) \cdot (3L^2 - (L-3)^2)}{48 \cdot E_a \cdot \frac{I_{MI(1)} + I_{MI(2)}}{2}} \quad (\text{Eq 4.2})$$

Sendo a $\Delta_{adm} = \frac{L}{800}$ faz-se a comparação para ver se a calculada é menor que a admissível.

Onde:

q_m : trem tipo final com impacto

P_m : trem tipo final com impacto

L : vão teórico de cálculo

E_a : módulo de elasticidade do aço, considerado como: 20500 kN/cm²

4.2 FADIGA

O conceito de fadiga de acordo com Moura Branco é: fadiga é um processo de alteração estrutural permanente, progressivo e localizado, que ocorre em um material sujeito a condições que produzem tensões dinâmicas em um ou em vários pontos, e que podem culminar em trincas ou em fratura completa após um número suficiente de variações de carga.

O surgimento desse fenômeno relaciona-se com a atuação de cargas de natureza cíclica sobre uma estrutura, gerando deformações em alguns pontos da estruturas, às vezes de maneira imperceptível como trincas mas quando não realizado medidas corretivas sua propagação poderá gerar fissuras e a partir destas até uma ruptura abrupta da estrutura, devido a propagação das trincas e fissuras não provocarem mudanças evidentes na estrutura em questão, não apresentando nenhum aviso prévio da fratura.

A fadiga integra um estado limite peculiar, pois este é um estado limite de serviço que pode levar à ruína do material, o estado limite último.

4.2.1 Fadiga em pontes

A estrutura de uma ponte apresenta diversificadas ações de carregamentos cíclicos, tais como carga móvel dos veículos e a ação do vento em várias direções.

De acordo com a AASHTO (2012), não inclui o número de ciclos de cargas repetidos como parâmetro na determinação à resistência à fadiga. O que implica são os valores determinando pelo limite de variação das tensões decorrentes das ações apresentadas anteriormente para valores inferiores à tensão limite de escoamento do material. A ponte pode desenvolver vibrações durante e após o período de carregamento, como pode ser observado na figura abaixo.

Figura 22- Variação do estudo de tensões

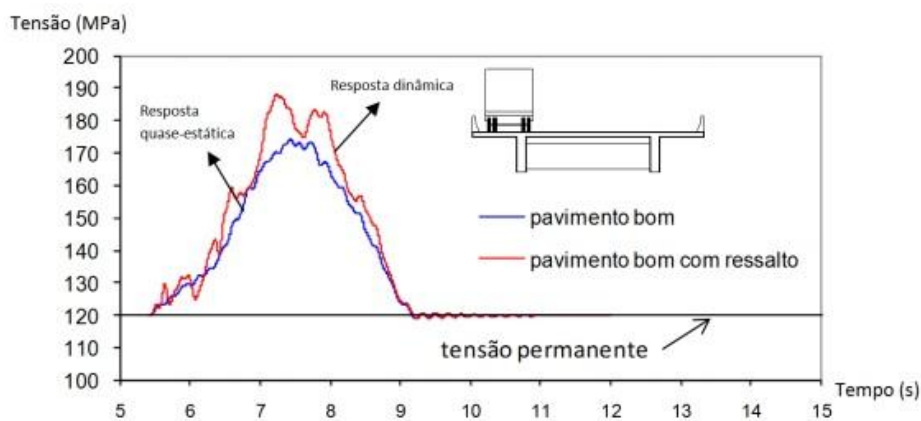


Figura 2.1-Variação do estado de tensões

Fonte: (PRAVIA,2003)

O mecanismo de fratura por fadiga de um componente estrutural pode ser separado em três fases (BARSOM,1987,ALMAR-NAESS,1985;MOURA 1986) :

- 1) Nucleação e iniciação de pequenas fissuras (microfraturas), geradas apenas por tensões variáveis, ou por defeitos do material (solda)
- 2) Propagação das fissuras;
- 3) Ruptura ou fratura final

A fase inicial de uma fissura apresenta-se geralmente na superfície do corpo do material base ou de solda, dado que é nessa região em que a concentração de tensão é máxima.

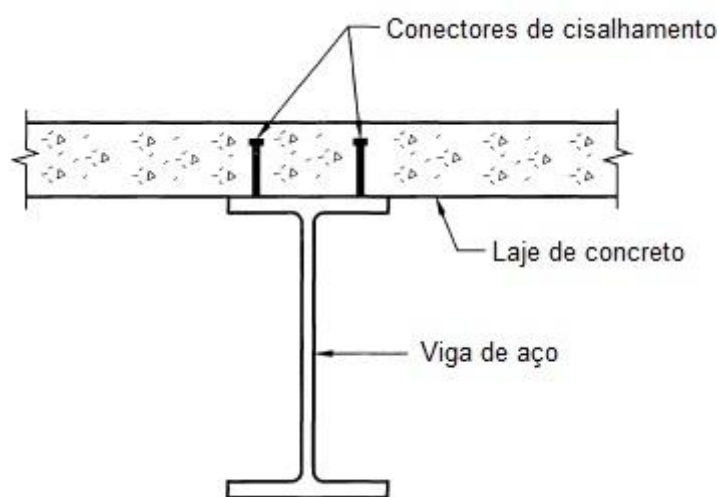
O Brasil apresenta um número de 5.000 pontes pertencentes à rede rodoviária federal sobre a jurisdição do DNER (Departamento Nacional de Estradas e Rodagem), e outras sob jurisdição de concessionárias privadas. É possível citar a

ponte Rio - Niterói, a qual tem apresentado alguns problemas de fadigas das juntas soldadas (BATISTA&PFEIL,1999;BATISTA&PFEIL,2000).

5. CONECTORES E ENRIJECEDORES

Os elementos de tensão devem ser considerados na estrutura devido a concentrar a conexão com outros membros da estrutura. Existem dois tipos de conexões para elementos de tensão: aparafusado e soldada. A ligação aparafusada entre duas placas apresenta os furos de parafuso reduzindo a área da seção transversal do elemento. Já na ligação soldada a área da seção transversal não é reduzida, entretanto a tensão na placa é concentrada adjacente a solda e só é uniforme a alguma distância a partir da conexão.

Figura 23 – Seção mista



Fonte: (Barker & Puckett, 2006)

Existe a conexão entre o perfil metálico e o concreto, gerando momento de flexão em que regiões de momento positivo, a plataforma de concreto está em compressão e o aumento da resistência a flexão pode ser considerável. Já em regiões de momento negativo a plataforma de concreto está em tensionada e o esforço à tração contribui para a resistência à flexão do aço.

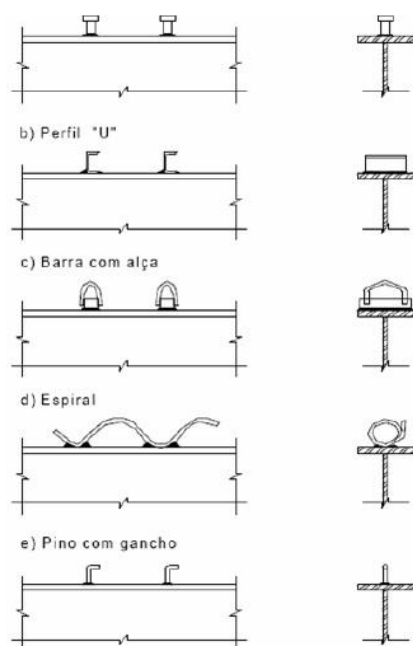
5.1 CONECTORES

Os conectores de cisalhamento são elementos estruturais que possuem a função de absorção dos esforços provenientes do cisalhamento, evitando a separação entre a laje de concreto e a viga metálica. Testes experimentais feitos por Slutter e Fisher (1967) mostram que para a desenvoltura de capacidade total do conector, a altura do pino deve ser no mínimo, quatro vezes o diâmetro da sua haste. Em relação à resistência dos conectores de cisalhamento do parafuso devem

ser considerados dois estados limites: fadiga e força. O estado limite de fadiga é analisado a níveis de tensão na faixa elástica. Já o estado limite de resistência depende do comportamento plástico e a redistribuição de forças de cisalhamento horizontal entre conectores.

Podemos observar alguns tipos de conectores na figura abaixo:

Figura 24 – Tipos usuais de conectores de cisalhamento



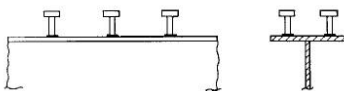
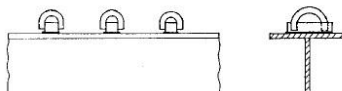
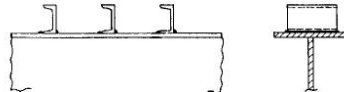
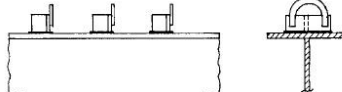
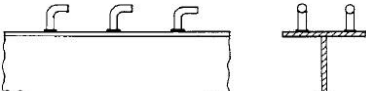
Fonte: (Malite, adaptado Tristão, 2002)

Existem dois tipos de conectores: os rígidos e flexíveis, dependendo da sua capacidade de deformação. Os conectores rígidos mais utilizados hoje em dia, são o tipo pino com cabeça podendo ser denominados de stud bolt, utiliza-se uma pistola de solda para facilitar a execução dos mesmos.

Figura 25 – Ponte Joel Silveira com conectores “STUD BOLT”



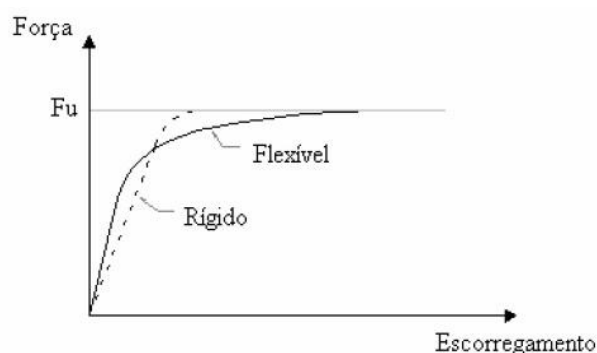
Figura 26 – Tipos de conectores de cisalhamento

Conectores Flexíveis	Conectores Rígidos
 pino com cabeça	 barra chata com alça
 perfil U laminado	 perfil T com gancho
 pino com gancho	

Fonte: MALITE (1990)

Os conectores flexíveis apresentam um comportamento dúctil, ou seja, quando um carregamento crescente atua neste, o conector continua se deformando, porém sem ocorrer ruptura mesmo chegando próximo a resistência máxima. Para otimizar a viga mista, admite-se os espaçamentos iguais entre os conectores.

Figura 27 – Diagrama Força x Escorregamento relativo aço-concreto



Fonte: (Kotinda,2006)

Figura 28- Conectores de cisalhamento



Fonte: (adaptado de KOTINDA,2006)

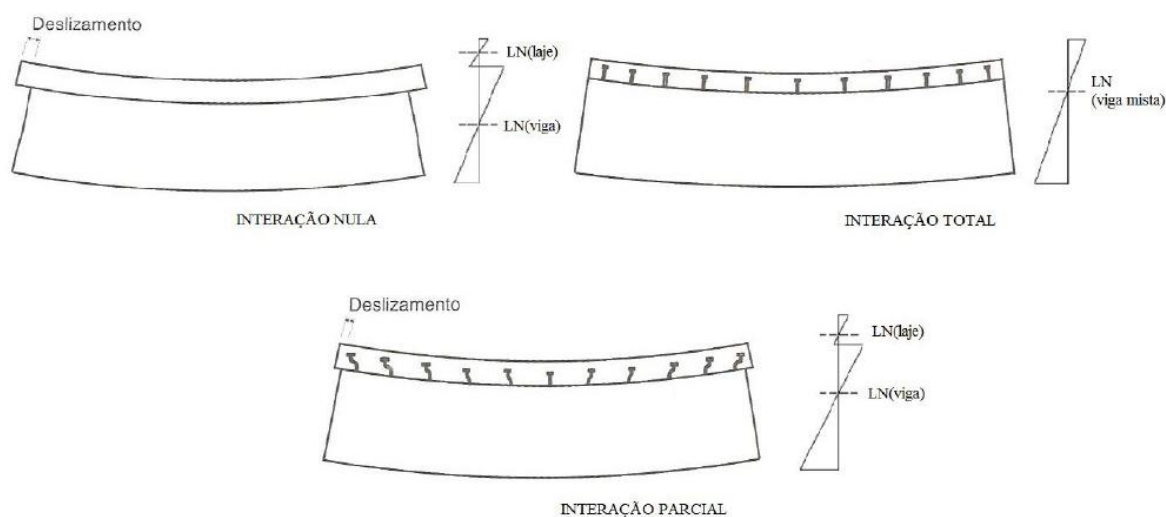
A cabeça dos conectores do tipo pino com cabeça tem a função de impedir o afastamento vertical entre aço e o concreto e melhorar a resistência do conector, gerando um engastamento entre a cabeça e o concreto.

Para que a interação aço-concreto seja realizada de forma eficiente é necessária uma aderência entre os dois materiais, somente as forças de atrito e a aderência natural não são suficientes para ser consideradas nos cálculos, propiciando o uso de conectores e enrijecedores para transmitir o cisalhamento na interface. A superfície da interface está submetida a diferentes tensões normais, ocorrendo um deslizamento relativo entre elas, entretanto, devido a viga de aço está interligada ao concreto por meio de conectores de cisalhamento, apresentando um comportamento monolítico não apresentando um deslizamento relativo havendo apenas uma linha neutra na seção transversal denominando essa interação como completa.

Existe um comportamento intermediário entre as duas situações anteriores que pode ser considerada como interação parcial, ou seja, o deslizamento relativo entre duas superfícies apresentarão deformações que não serão independentes. A deformação e o diagrama de tensões são apresentados a seguir. O caso de interação nula não caracteriza uma estrutura mista, pois os elementos são independentes.

Para viga mista existem dois tipos de interações: total em que os conectores são dimensionados para suportar a tensão máxima para a qual a viga foi dimensionada ou a parcial em que o estado limite último está associado aos conectores de cisalhamento onde ocorre a ruptura antes da plastificação da seção.

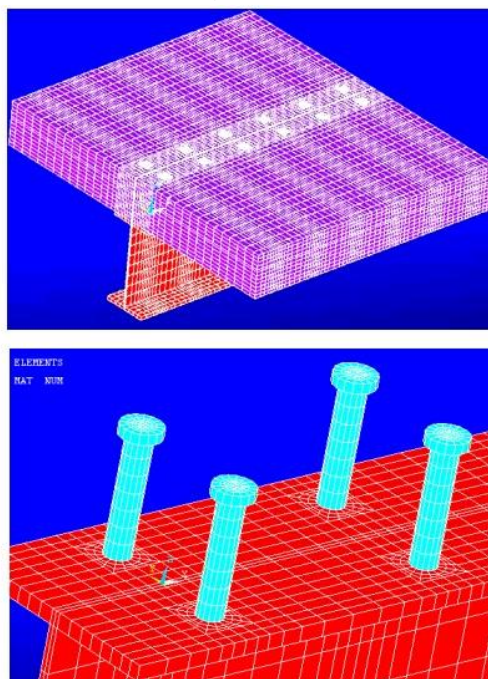
Figura 29- Interação aço-concreto



Fonte: adaptado de PFEIL (2009)

Segundo Kotinda (2006), devido à interação aço-concreto, é possível o surgimento de tensões de cisalhamento que tendem a separá-los, na interface dos dois materiais. Sendo assim utilizados conectores de cisalhamento, que podem ser de dois tipos: pino com cabeça e perfis U, de acordo com a NBR 8800.

Figura 30 – Modelo numérico tridimensional com conectores de cisalhamento. Vista geral do modelo e detalhe da discretização dos conectores pino com cabeça



Fonte: Kirchhof (2004)

As expressões para o cálculo da capacidade nominal de conectores do tipo pino com cabeça e perfil “U” laminado, segundo a NBR 8800, o LRFD e a CAN são:

a) Pino com cabeça:

$$q_n = 0,5 \cdot A_{cs} \cdot \sqrt{f_{ck}' \cdot E_c} < A_{cs} \cdot F_u \quad (\text{Eq.5.1})$$

b) Perfil “U” laminado:

$$q_n = 0,0365 \cdot (t_f + 0,5t_w) L_{cs} \sqrt{f_{ck}}, \quad f_{ck} \text{ em Mpa} \quad (\text{Eq. 5.2})$$

Onde:

q_n : capacidade nominal

t_f : espessura da mesa do conector, em “mm”, tomada a meia distância entre a borda livre a face adjacente da alma;

t_w : espessura da alma do conector, em “mm”;

f_u : limite de resistência à tração do aço do conector;

A_{cs} : área da seção transversal do conector;

L_{cs} : comprimento do perfil “U” laminado, em “mm”

A CAN define o coeficiente de resistência como $\phi_{sc} = 0,80 \cdot \text{resistência nominal}$ (Eq. 5.3)

Estas expressões limitam o uso de f_{ck} entre 20Mpa e 28Mpa e γ_c deve ser superior a 22kN/m³.

A BS5400 apresenta uma tabela com a resistência nominal de três tipos de conectores: pino com cabeça, perfil "U" laminado e barra chata. A tabela é mostrada a seguir:

Tabela 7 – Resistência nominal de conectores segunda a BS 5400

TIPO DE CONECTOR		MATERIAL DO CONECTOR	RESIST. NOMINAL POR CONECTOR EM kN , PARA CONCRETO DE RESIST. f_{ck} , N/mm ²			
			20	30	40	50
PINO COM CABEÇA (STUD)		TENSÃO ESCOAM. = 385 N/mm ²				
DIÂMETRO	ALTURA	ALONG. MÍNIMO = 18 %				
(mm)	(mm)	TENSÃO RUPTURA = 495 N/mm ²				
25	100		139	154	168	183
22	100		112	126	139	153
19	100		90	100	109	119
19	75		78	87	96	105
16	75		66	74	82	90
13	65		42	47	52	57
BARRA CHATA (mm)		GRADE 43 da				
50 x 40 x 200 Ø 20 mm		BS 4360 : 1972	697	830	963	1096
25 x 25 x 200 Ø 12 mm			348	415	482	548
PERFIL "U" (mm)		GRADE 43 da				
127 x 64 x (1490) x 150		BS 4360 : 1972	351	397	419	442
102 x 51 x (1042) x 150			293	337	364	390
76 x 38 x (6,70) x 150			239	283	305	326

Fonte: (MALITE,1990)

5.1.1 Número de conectores

A quantidade de conectores necessária para que a flexão máxima possível possa ser desenvolvida, atende as condições de estes serem colocados entre um ponto de momento zero e um ponto de momento máximo positivo resistindo à força de compressão na laje neste local. A resistência pode ser observada pela figura abaixo que apresenta os diagramas de corpo livre para condição de duas cargas diferentes. Para que o equilíbrio ocorra é considerado:

$$n_s \cdot Q_r = V_h \quad (\text{Eq.5.4})$$

$$\text{Em que: } n_s = \frac{V_h}{Q_r} \quad (\text{Eq.5.5})$$

Onde:

n_s : número total de conectores de cisalhamento entre os pontos de zero e o momento máximo positivo

V_h : força de corte horizontal nominal na interface que deve ser combatida

Q_r : resistência de um conector de corte simples

$$V_h = 0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot t_s \quad (\text{Eq. 5.6})$$

Onde:

V_h : força de cisalhamento horizontal

f_c' : resistência à compressão de 28 dias do concreto

b : largura efetiva da laje

t_s : espessura da laje

5.2 ENRIJECEDORES

• As relações largura/espessura dos elementos que compõem os enrijecedores não podem ultrapassar a seguinte relação: $1,47 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$

• O momento de inércia da seção do enrijecedor, localizado em ambos os lados da alma, em relação ao plano médio desta, não pode ser inferior a $\left(\frac{h}{50}\right)^4$

• Quando a relação h/t_w for igual ou superior a 260, a relação a/h deve ser menor que 3 e menor que $\left[\frac{260}{\frac{h}{t_w}}\right]^2$

5.2.1 Esbeltez

Faz-se a escolha da espessura e largura do enrijecedor transversal a partir da esbeltez do mesmo para evitar a flambagem local. Atende-se a seguinte equação:

$$\frac{b_t}{t_p} \leq k \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}} \quad (\text{Eq.5.7})$$

Onde:

b_t : largura do elemento enrijecedor

t_p : espessura do elemento

k : coeficiente da placa de encurvadura

E : módulo de elasticidade

F_{ys} : resistência ao escoamento do reforço

5.3 VIGAS COMPOSTAS

Calculam-se as vigas compostas pelo método do momento de inércia. A mesa pode ser composta por uma sequência de chapas soldadas de topo através de soldas de penetração total. Para mudar a área redimensiona-se a espessura ou a largura da chapa da mesa, ou adiciona-se chapas de reforço.

A relação entre a largura e espessura da chapa da mesa comprimida não pode exceder o valor de acordo pela fórmula:

$$\frac{b}{t} = \frac{100}{\sqrt{f_d l}} \quad (\text{Eq 5.8})$$

Onde:

f_{dl} : tensão de compressão da mesa superior devido a carga permanente inicial

- a. Espessura da chapa de alma para uma viga composta sem enrijecedores longitudinais não pode ser menor que a fórmula:

$$t_w = \frac{h \sqrt{f_b}}{600} \quad (\text{Eq 5.9})$$

E em nenhum caso a espessura pode ser menor que $\frac{h}{170}$

- b. Espessura da alma de uma viga composta equipada com enrijecedores longitudinais não poderá ser menor que:

$$t_w = \frac{h \sqrt{f_b}}{1200}$$

E em nenhum caso a espessura pode ser menor que $\frac{h}{340}$

5.4 ENRIJECEDORES DE APOIO

De acordo com Pontes e viadutos em vigas mistas (2007), devem ser colocados enrijecedores para enrijecer a alma das vigas laminadas nos apoios, quando o cisalhamento ocorrer na alma e apresentar o excesso de 75% da tensão de cisalhamento admissível para a alma da viga.

5.5 ENRIJECEDORES TRANSVERSAIS INTERMEDIÁRIOS

Os enrijecedores transversais poderão ser omitidos se a tensão média de cisalhamento na seção bruta da seção da alma no ponto considerado, f_v , for menor que o valor dado pela seguinte equação (Pinho & Bellei, Pontes e viadutos em vigas mistas, 2007):

$$F_v = \frac{50500}{\left(\frac{h}{tw}\right)^2} \leq \frac{F_y}{3} \quad (\text{Eq 5.10})$$

Onde:

h: altura da alma sem contenção entre mesas;

t_w : espessura da alma em centímetros;

F_v : tensão admissível ao cisalhamento em kN/cm²

Onde os enrijecedores transversais são necessários o espaçamento entre enrijecedores transversais intermediários (d_o) deve obter um valor que não exceda o valor da seguinte equação:

$$F_v = \frac{F_y}{3} \cdot (C + 0,87 \cdot (1 - C)) / ((\sqrt{1} + \left(\frac{d_o}{h}\right)^2)) \quad (\text{Eq. 5.11})$$

Onde:

$$\text{Para } \frac{h}{tw} < \frac{160\sqrt{k}}{\sqrt{F_y}} \text{ considera-se } C=1,0 \quad (\text{Eq.5.12})$$

$$\text{Para } \frac{160\sqrt{k}}{h} \leq \left(\frac{h}{tw}\right) \leq \frac{200\sqrt{k}}{\sqrt{F_y}} \text{ considera-se } C = \frac{160\sqrt{k}}{\left(\frac{h}{tw}\right) \cdot \sqrt{F_y}} \quad (\text{Eq.5.13})$$

$$\text{Para } \frac{h}{tw} > \frac{200\sqrt{k}}{\sqrt{F_y}} \text{ Onde: } k = 5 + \frac{5}{\left(\frac{d_o}{h}\right)^2} \quad (\text{Eq.5.14})$$

d_o : espaçamento do enrijecedor intermediário

F_y : limite de escoamento da chapa da alma

Os enrijecedores transversais serão necessários $\frac{h}{tw} > 150$

O espaçamento destes enrijecedores não deverá a $h \cdot \frac{260}{\left(\frac{h}{tw}\right)^2}$

Os enrijecedores transversais intermediários devem preferencialmente ser feitos de chapas para os perfis soldados, podem ser apresentados em pares e podem ser feitos de um enrijecedor simples de um lado da chapa de alma. (Pinho & Bellei, Pontes e viadutos em vigas mistas, 2007)

O momento de inércia, expressa o grau de dificuldade para alterar o estado de movimento de um corpo em rotação, sendo assim para o enrijecedor transversal a relação ao plano médio da alma não deve ser menor que:

$$I = d_o \cdot tw^3 \cdot J \quad (\text{Eq.5.15})$$

Onde:

$$J = 2,5 \cdot \left(\frac{h}{d_0}\right)^2 - 2, \quad (\text{Eq.5.16})$$

porém não pode ser menor que 0,5

I: momento de inércia mínimo permitido para qualquer tipo de enrijecedor transversal em cm^4 ;

J: relação de rigidez necessária para um enrijecedor transversal para a chapa da alma;

d_0 : espaçamento entre enrijecedores em centímetros

A área desse tipo de enrijecedores não pode ser menor que:

$$A = \left(0,15 \cdot B \cdot \frac{h}{t_w} \cdot (1 - C) \cdot \left(\frac{f_v}{F_v}\right) - 18\right) \cdot \frac{F_y}{F_{cr}} \cdot t_w^2 \quad (\text{Eq.5.17})$$

$$F_{cr} = \frac{6222}{\left(\frac{b_s}{t_s}\right)^2} \leq F_{yenrijecedor} \quad (\text{Eq.5.18})$$

Onde:

b_s : largura do enrijecedor;

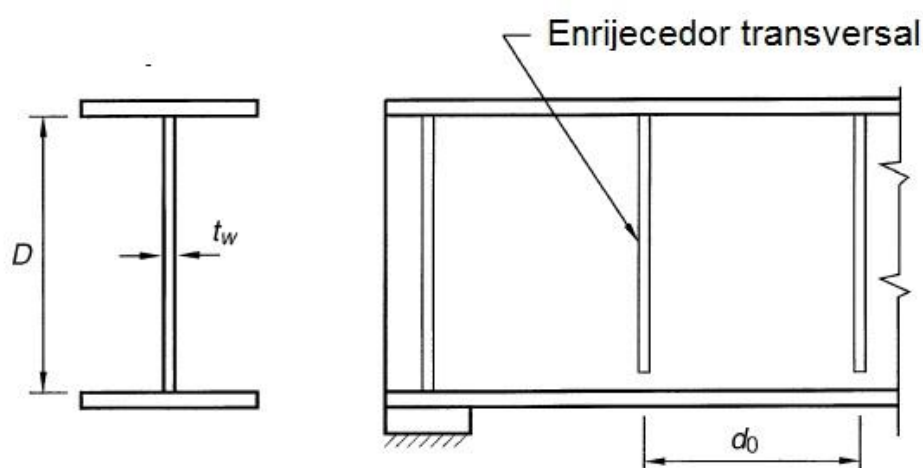
t_s : espessura do enrijecedor;

B:1,0 para enrijecedores em pares;

B:1,8 para cantoneira simples;

B:2,4 para chapas simples;

Figura 33- Enrijecedor intermediário transversal



Fonte: (Barker & Puckett, 2006)

Para uma boa execução dos enrijecedores a relação b_t/t_p deve ser menor que 16 e a largura do enrijecedor b_t , deve ser menor que 2 polegadas. Esses requisitos

para esbeltez dos enrijecedores podem ser atendidas segundo a AASHTO(2005) LRFD Bridge Specifications como limites para a largura bt :

$$2 + \frac{d}{30} \leq bt \leq 0,48 \cdot tp \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}} \quad (\text{Eq.5.19})$$

e

$$0,25 \cdot bf \leq bt \leq 16tp \quad (\text{Eq.5.20})$$

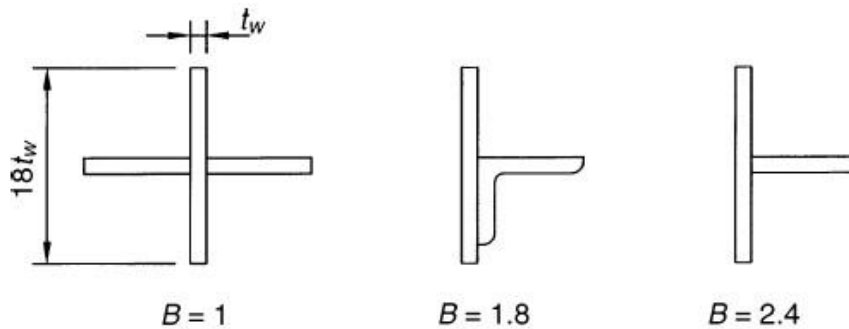
Onde:

d : seção do aço

bf : flange do aço

Segundo a AASHTO(2005) LRFD Bridge Specifications, para um eficaz comprimento de trama deve ser igual a $18t_w$ funcionando em combinação com o reforço.

Figura 34 – Enrijecedor intermediário transversal constante B



Fonte: (Pinho & Bellei, Pontes e viadutos em vigas mistas, 2007)

5.6 ENRIJECEDORES LONGITUDINAIS

Para uma distância ser considerada boa a distância entre a linha de centro da chapa de um enrijecedor longitudinal e a face interna da mesa comprimida é de $\frac{h}{5}$ para perfil simétrico. Para perfis assimétricos, a distância deve ser determinada pela equação abaixo:

$$ds = \frac{hcs}{1 + 1,5 \cdot \frac{\sqrt{fbs}}{fcp1}} \quad (\text{Eq.5.21})$$

Onde:

d_s : distância do enrijecedor longitudinal à face inferior da mesa comprimida

h_{cs} : altura da alma em compressão para a seção de aço não mista

O enrijecedor longitudinal deve ser proporcionado para que:

$$I = h \cdot tw^3 \cdot (2,4 \cdot \frac{do^2}{h^2}) - 0,13 \quad (\text{Eq.5.21})$$

Onde:

I : momento de inércia mínimo para o enrijecedor longitudinal em relação à sua extremidade em contato com a chapa da alma em cm^4

A espessura deste tipo de enrijecedor não deve ser menor que:

$$t_s \geq \frac{b_s \cdot \sqrt{F_y}}{70} \quad (\text{Eq.5.22})$$

Onde:

t_s : espessura do enrijecedor

b_s : largura do enrijecedor

F_y : tensão de escoamento do enrijecedor

6. ESTUDOS DE CASO

Neste tópico será abordado o estudo de caso de uma ponte mista construída na divisa MT/PA- Entroncamento da BR 163-BR 230 (Ruropolis) – Segmento km 676,9-km 761,2 – km 693,7 denominada ponte sobre o Igarapé Açu. Serão apresentadas a planta baixa, os cortes, as elevações e suas respectivas cotas. Será feito um comparativo de custos em relação ao custo final do empreendimento antes e após a otimização do projeto.

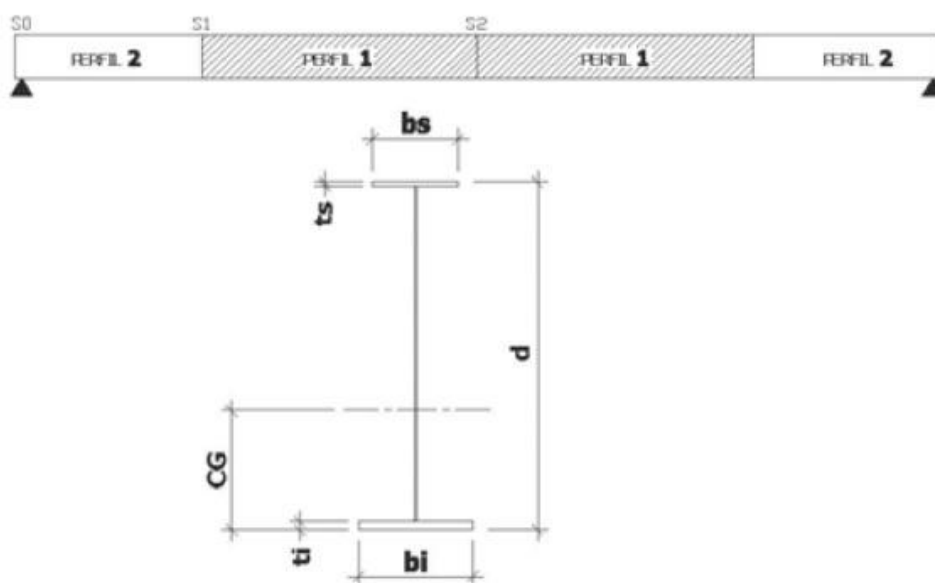
6.1 PONTE SOBRE O RIO IGARAPÉ AÇUI

A ponte sobre o rio Igarapé Açu possui uma estrutura mista, em que a laje é de concreto e as vigas metálicas, nesta estrutura foram usados dois tipos de perfis o perfil 1 que é o perfil central e o perfil 2 que são os perfis extremos, serão apresentados as propriedades dos perfis de aço em que o estudo de caso apresenta uma viga com altura de 2m.

Os dados utilizados nesta ponte são

- I. Concreto estrutural – $f_{ck}=20\text{MPa}$
- II. Cobrimento das armações – Tubulões e blocos $c=3\text{ cm}$ e Lajes e Cortinas $c=3\text{ cm}$
- III. Trem tipo TB-450kN/NBR 7188
- IV. Aço da estrutura metálica ASTM-A572 grau 50

Figura 35- Tipos de perfis



Fonte: (Pinho & Bellei, Pontes e viadutos em vigas mistas, 2007)

São apresentados a seguir a elevação e os cortes desta ponte.

Figura 36 – Elevação geral

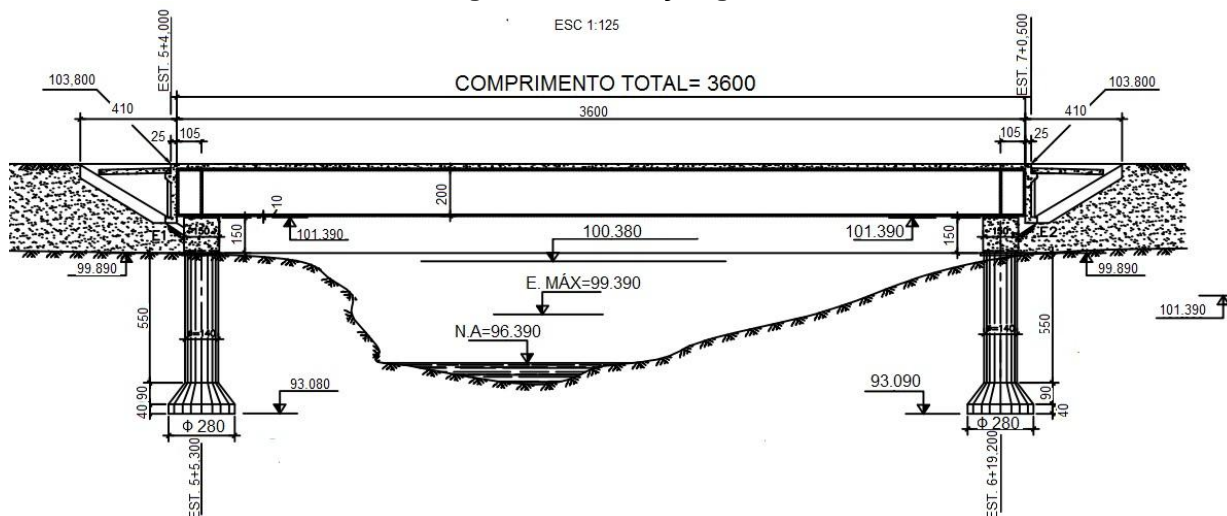


Figura 37 – Seção transversal do tabuleiro

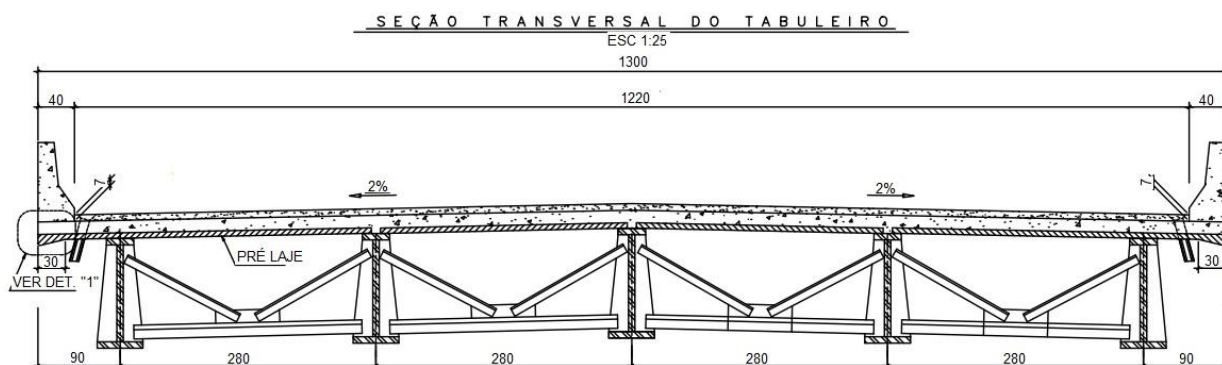
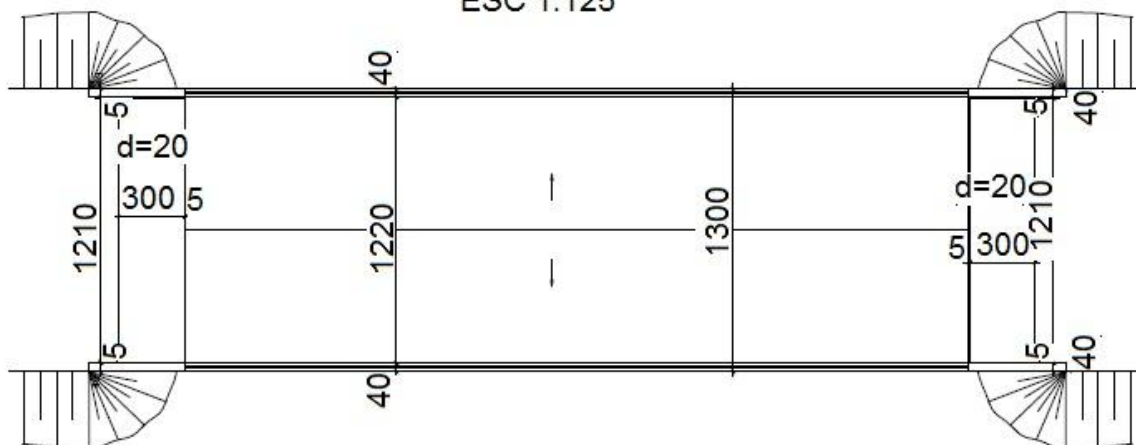


Figura 38 – Vista em planta

ESC 1:125



6.2 VALIDAÇÃO DA PLANILHA DE CÁLCULO

A validação da planilha foi feita através de um modelo de dimensionamento de pontes mistas, retirada de Pontes e viadutos em vigas mistas, 2007, em que foram utilizadas as fórmulas que serão mostradas através da tabela a seguir.

Os dados da planilha de orçamento apresentados após os cálculos foram retirados da tabela SICRO- Sistemas de Custos Rodoviários do DNIT.

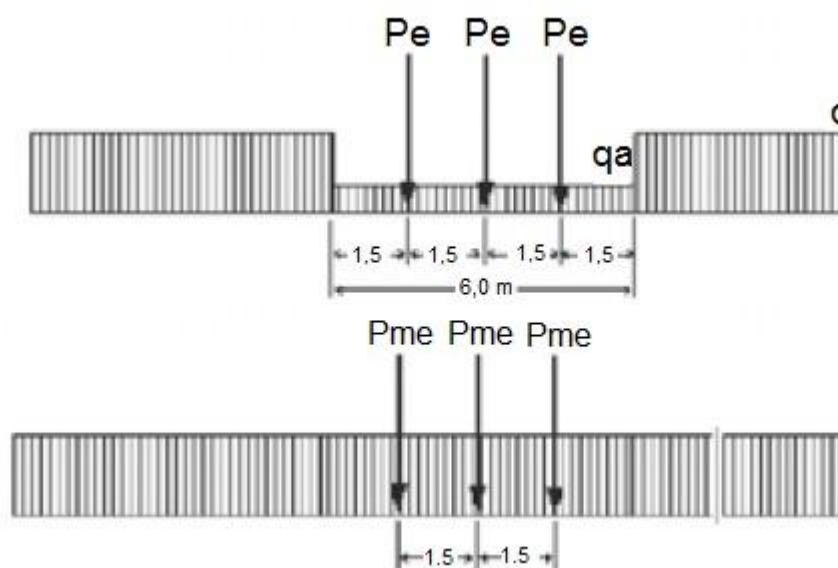
PROJETO DE UMA PONTE SOBRE O RIO IGARAPÉ AÇUI				
Dados da ponte				
Comprimento da ponte	vão (m)	36		
Largura da ponte	B (m)	13		
Distância entre as vigas	b(m)	2,8		
Espessura média da laje de concreto	tc (cm)	20		
Espessura média do revestimento asfáltico	tr (cm)	7		
Aço das vigas soldadas -ASTM A572	Fy(kN/cm ²)	34,5	Fu(kN/cm ²)	45
Concreto da Laje	Fck (Mpa)	20	fck(kN/cm ²)	2,0

Cargas atuantes				
Vão teórico de cálculo	L(m)	33,8		
Carga permanente anterior à cura do concreto da laje (CP1)				
Laje de concreto	q1(kN/m)	16,3		
Peso da estrutura metálica	Estrutura (kgf/m ²)	170	1,7	kN/m ²
Peso de escoamento	Escoamento (kgf/m ²)	20	0,2	kN/m ²
Vigas de aço	q2 (kN/m)	6,18		
	CP1 (kN/m)	22,4		
Carga permanente anterior à cura do concreto da laje (CP2)				
Guarda-roda de concreto	q3 (kN/m)	2,3		
Revestimento asfáltico	q4 (kN/m)	3,8		
	CP2 (kN/m)	6,1		
Carga móvel + Impacto				
Coefficiente de impacto	I	1,16		
Trem tipo (450kN)	p (kN/m ²)	5		
	TT(kN)	450		
Cálculo dos esforços e envoltória				
ex	ex (m)	0,4		
qa (kN/m)		0,72		
qb (kN/m)		12,9		

Pe (kN)	129	
Trem tipo sobre as vigas externas		
qme (kN/m)	13,6	
Pme (kN)	103	

Vigas internas (RC e RD)		
Fração de carga móvel para vigas internas	fdis t	0,8 4

Figura 39 – Trem tipo sobre as vigas externas

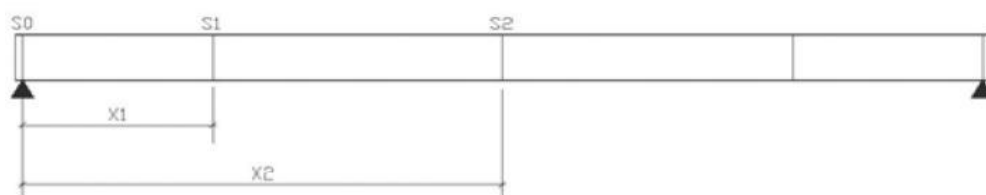


Fonte: (Pinho & Bellei, Pontes e viadutos em vigas mistas, 2007)

Trem tipo sobre as vigas internas	
qmi (kN/m)	12,5
pmi (kN)	100

Trem- tipo final com impacto				
qm	724,22	767,59	14,6	15,80
qm	15,8	15,80		
pm (kN)	724,22	767,59	117	119,7
pm (kN)	120	119,66		

Figura 40 – Envoltória de esforços para cada seção da viga



Fonte: (Pinho & Bellei, Pontes e viadutos em vigas mistas, 2007)

Envoltória de esforços para cada seção da viga					
Seção S0		Seção S1		Seção S2	
x0	0	x1(m)	5	x2(m)	16,9
		x1 (cm)	500	x2 (cm)	1690
Mcp1(x0)	0	Mcp1(x1)	161460,0	Mcp1(x2)	320240
Mcp2(x0)	0	Mcp2(x1)	44230	Mcp2(x2)	87725
Mcm(x0)	0	Mcm(x1)	258733	Mcm(x2)	502047
		ma(x)	1349,94	ma(x)	2853,99
		mb(x)	1449,78	mb(x)	2764,24
		mc(x)	1137,56	mc(x)	2256,23
Qcp(x0)	482,80	Qcp(x1)	339,96	Qcp(x2)	0
Qcm(x0)	610,1	Qcm(x1)	484	Qcm(x2)	230
		Qcmn(x1)	43	Qcmn(x2)	230
Esforços máximos nas emendas					
Seção S1					
Qcp(x1)+Qcm(x1)			823,8		
Mcp1(x1)+Mcp2(x1)+Mcm(x1)			4644,23		
Seção S2					
Qcp(x2)+Qcm(x2)			230		
Mcp1(x2)+Mcp2(x2)+Mcm(x2)			9100		

Figura 41 – Dimensões das seções do perfil de aço

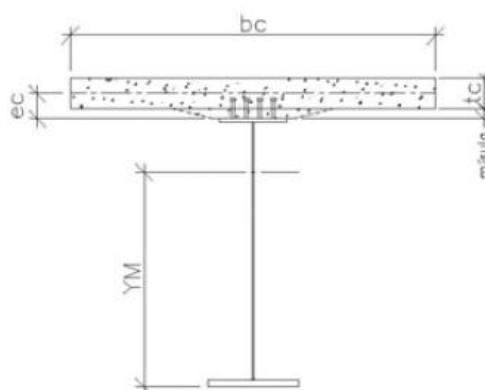


Fonte: (Pinho & Bellei, Pontes e viadutos em vigas mistas, 2007)

Cálculo das propriedades das seções			
Perfil 1 - Central		Perfil 2 - Extremos	
d(1) [cm]	190,00	d(2) [cm]	190,00
tw(1) [cm]	0,95	tw(2) [cm]	0,95
bs(1) [cm]	50,00	bs(2) [cm]	45,00

ts(1) [cm]	2,50	ts(2) [cm]	2,50
bi(1) [cm]	67,00	bi(2) [cm]	45,00
ti(1) [cm]	5,00	ti(2) [cm]	5,00
Propriedades dos perfis de aço			
Perfil 1		Perfil 2	
h(1)	182,5	h(2)	182,5
A(1)	633,38	A(2)	510,88
CG(1)	64,9	CG(2)	75,33
Ix(1)	3874128,0	Ix(2)	3198268
Ws(1)	30973	Ws(2)	27891
Wi(1)	59676	Wi(2)	42457
Rx(1)	78,2	Rx(2)	79
Iy(1)	151372,6	Iy(2)	56966
Wy(1)	4519	Wy(2)	2532
Ry(1)	15,5	Ry(2)	10,6

Figura 42 - Dimensões da seção mista

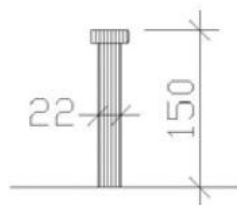


Fonte: (Pinho & Bellei, Pontes e viadutos em vigas mistas, 2007)

Propriedades de seções mistas			
Largura efetiva da mesa de concreto			
bc (cm)	240	8,45	2,8
tc (cm)	22,5		240
mísula (cm)	7,5		
ec (cm)	18,75		
Relação E_a/E_c para $f_{ck}= 25 \text{ Mpa}$			
n	9		
N(1)	9		
N(2)	27		

Propriedades do PERFIL 1				
Relação Ea/Ec inicial			Relação n=Ea/Ec para longa duração	
N(1)	9		N(2)	27
YM(1)	134,89		YMF(1)	99,44
IMI(1)	10273514		IMIF(1)	7027057
WSM(1)	186415		WSMF(1)	77593
WIM(1)	76163		WIMF(1)	70668
WC(1)	1086364		WCF(1)	1573709
Propriedades do PERFIL 2				
Relação Ea/Ec inicial			Relação n=Ea/Ec para longa duração	
N(1)	9		N(2)	27
YM(2)	147,39		YMF(2)	112,87
IMI(2)	8135401		IMIF(2)	5765251
WSM(2)	190937		WSMF(2)	74744
WIM(2)	55196		WIMF(2)	51080
WC(2)	1008411		WCF(2)	1452975
Verificação das vigas de aço e da laje				
Tensões admissíveis				
Tração e compressão na flexão		Fb (kN/cm²)	19,0	
Cisalhamento na alma		Fv (kN/cm²)	11,4	
Compressão no concreto		Fc (kN/cm²)	0,8	
Tensões máximas no PERFIL 1 -Trecho central				
Mesa superior	fbs(1)	14,2	OK	
Mesa inferior	fbi(1)	13,1	OK	
Alma	fv(1)	4,8	OK	
Laje de concreto	fc(1)	0,55	OK	
Tensões máximas no PERFIL 2 -Extremos				
Mesa superior	fbs(2)	7,7	OK	
Mesa inferior	fbi(2)	9,4	OK	
Alma	fv(2)	6,30	OK	
Laje de concreto	fc(2)	0,29	OK	
Verificação deformação e contra-flecha				
Flecha máximo devido à carga móvel + Impacto				
Módulo de elasticidade do aço		Ea (kN/cm²)	20500	
Δ	3,32772E-06	Δadm	4,225	OK
Diagrama de contra-flecha				
Devido à CP1	Δ1(x1)	0,45026886	Δ1(x2)	65,21
Devido à CP2	Δ2(x1)	0,11	Δ2(x2)	15,29
Seção S1	0,56			
Seção S2	80,50			

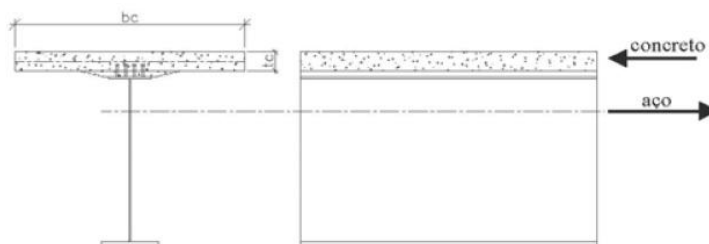
Figura 43 – Conector tipo “STUD”



Fonte: (Pinho & Bellei, Pontes e viadutos em vigas mistas, 2007)

Conectores de cisalhamento				
Tipo stud				
Altura	hs (cm)	15		
Diâmetro	ds (cm)	2,2		
Área	Asc (cm ²)	3,80		
Verificação		6,82	4	OK
Resistência à fadiga (para classe 500.000 ciclos)	α (kN/cm ²)	7,3		
	Zrs (kN/STUD)	35		
Resistência última	Ec	21466	2147	Kn/cm ₂
	Sus	1245		
	Sus (kN/STUD)	125	OK	
	Sus (kN)	158		
Cálculo da distância entre os conectores				
Região extremos da seção S0 a S1 (base S0)	Qcm(x0) (kN)	610		
	IMI(2) (cm ⁴)	8135401		
	m0 (cm ³)	36815		
Cisalhamento horizontal/cm	Sr0 (kN/cm)	2,8		
Distância máxima entre conectores na seção S0	d0s	51		
Região extremos da seção S1 a S2 (base S1)	Qcm(x1)	484	Qcmn(x1)	43
	IMI(1)	10273514		
	m1	44317		
Cisalhamento horizontal/cm	Sr1 (kN/cm)	2,3		
Distância máxima entre conectores na seção S1	d1s	62		

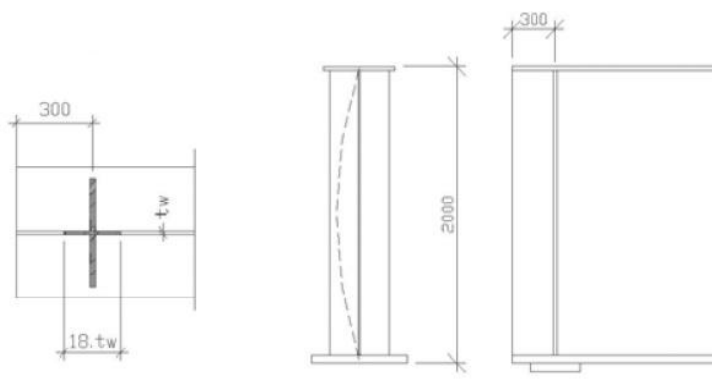
Figura 44 – Interação aço-concreto



Fonte: (Pinho & Bellei, Pontes e viadutos em vigas mistas, 2007)

Verificação do número mínimo de conectores em 1/2 viga						
Resistência última do perfil de aço		aço	21851			
Resistência última da laje de concreto		concreto	9180			
		P	9180			
Para os conectores tipo STUD						
Nsmín	87					
Nstuds	116					
Enrijecedor de apoio						
Reação máxima no apoio		Qmáx (kN)	1092,9			
Deslocamento p/ 50 graus		Deslocamento (mm)	20			
Aparelho de apoio neoprene (Tab. A2) 150x200x42mm						
Cap	300kN					
Deslocamento	21mm					
Largura máxima do enrijecedor de apoio		bsa (cm)	21	Adota-se	bsa (cm)	20
Espessura mínima para os enrijecedores		t _{sa} (cm)	2,2	Adota-se	t _{sa} (m)	2,2
Asa (cm²)	102					
I _{sa} (cm4)	11509					
R _{sa} (cm)	10,60					

Figura 45 – Enrijecedor de apoio



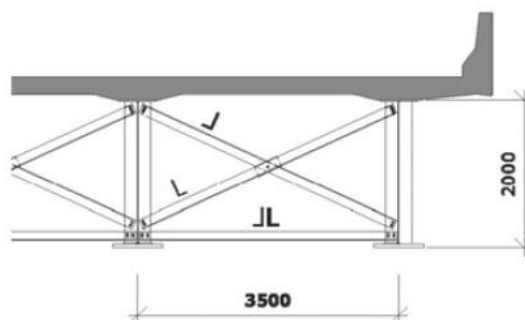
Fonte: (Pinho & Bellei, Pontes e viadutos em vigas mistas, 2007)

Verificação das tensões					
Fsa (kN/cm ²)		16,3			
fsa (kN/cm ²)		10,7	OK		
Enrijecedores transversais intermediários					
Verificação da necessidade de enrijecedores transversais					
tw(1)	0,95	h(1)/150	1,22	OK	
fv(2) (kN/cm ²)	6,30	fve (kN/cm ²)	1,4	fv (kN/cm ²)	11,6
Há necessidade de enrijecedores transversais				OK	
Espaçamento entre o apoio e o primeiro enrijecedor transversal					
Seja	d01 (cm)	84	1,5*h2	274	
	k (kN/cm ²)	28,6			
	C01	192,1	145,7	RECALCULAR	
		192,1	182,10	0,696	
		25,47	0,70		
	fv(2)	6,3	Fv3	8,0	
		OK	OK		
Usar o primeiro enrijecedor transversal a no máximo 84cm de apoio					
Espaçamento entre os demais enrijecedores transversais intermediários dos perfis extremos					
d02 (cm)	130	3.h(2)	548		
		<	334		
		K (kN/cm ²)	14,9		
C02	192,1	105,0	RECALCULAR		
	192,1	131,23	0,36		
	0,5	0,36			
fv(2)	6,3	OK	Fv(2)	9,4	
Usar os demais enrijecedores transversais do perfil extremo afastados de no máximo 130cm					
Espaçamento entre os demais enrijecedores transversais intermediários do perfil central					
Seja	d03 (cm)	300	<3.h(1)	548	
			<	334	
	k	6,9			
	C03	200,0	71,30	RECALCULAR	
		200,0	89,1	0,17	
		0,371	0,17		
	fv(1) (kN/cm ²)	4,8	fv3	6,3	
		OK			
Dimensionamento dos enrijecedores transversais intermediários					
Seja	bsi (cm)	17	11,1	11,25	
	tsi (cm)	1,25	bsi/16	1,06	
USAR ENRIJECEDORES				OK	
Momento de inércia mínimo dos enrijecedores transversais					

J	2,93	0,732	2,93		
Ist (cm4)	753				
Área mínima do enrijecedor transversal (chapa simples)					
B (cm)	2,4				
Fcr (kN/cm³)	33,6	<	Fyst	35	Ok
Ast	10,85				
As	21,3	>	Ast	OK	
Is	2047	>	Ist	OK	
Usar 1 chapa de 1,25 x 17 cm					
Enrijecedor longitudinal					
Verificação da necessidade de enrijecedores longitudinais					
tw(1) (cm)	0,95	<	1,14	OK	
		<	1,07	OK	
Há a necessidade de enrijecedor longitudinal					
Verificação da espessura da alma					
tw(1) (cm)	0,95	>	0,57	OK	
		>	0,54	OK	
Dimensionamento do enrijecedor longitudinal					
Posição do enrijecedor longitudinal				dsl (mm)	32,42
Momento de inércia mínimo do enrijecedor longitudinal					
Isl	994				
Adotar	bsi (cm)	17	0,74	Is(cm⁴)	2047
	tsi (cm)	1,25		Isl	OK
Solda de composição dos perfis					
Cortantes máximos	Qcp1 (kN)	379		Qcm(x0)	610
	Qcp2 (kN)	104			
Esforço na solda da mesa superior					
Scp1_sup	1,51				
Scp2_sup	0,157				
Scm_sup	3,11				
Solda_sup	4,78				
Esforço na solda da mesa inferior					
Scp1_inf	1,9				
Scp2_inf	0,4				
Scm_inf	2,4				
Solda_inf	4,8				
Dimensionamento das soldas de composição dos perfis					
Tensão admissível na solda			Fvs (kN/cm²)	12,2	
Resistência de 1cm de filete de 1mm			R_filete (kN/cm/mm)	0,80	
Filete de solda necessário			Filete (mm)	3	
Filetes de soldas mínimos			T<19mm	filete mínimo de 6mm	

T= maior espessura de chapa na ligação			T>19mm	filete mínimo de 8mm	
Perfil 1				Perfil 2	
Mesa superior	ts(1) (mm)	25	>19mm	ts(2) (mm)	25
Mesa inferior	ti(1) (mm)	50	>19mm	ti(2) (mm)	50

Figura 46 - Diafragmas



Fonte: (Pinho & Bellei, Pontes e viadutos em vigas mistas, 2007)

Dimensionamento dos diafragmas					
Número de diafragmas		num_diaf	5		
Distância entre diafragmas		dist_diaf	6204,8		
Raio de giração mínimo para os montantes (2L)					
Esbeltez máxima p/ elementos principais comprimidos				Esbel_comp	120
RMmín	2,3				
Raio de giração mínimo para as diagonais (1L)					
Esbeltez máxima p/ elementos principais tracionados				Esbel_trac	200
Rdmín	1,90				
Seja: L127 x127 x10	Área (cm²)	23,3			
	R(1L) (cm)	2,51	OK		
	R(2L) (cm)	3,96	OK		
Verificação da fadiga					
Categoria para fadiga		Rodovias Expressas, estradas e ruas			500000
Na solda de composição dos perfis soldados das longarinas em S2				Sr(kN/cm²)	16,2
Faixa de tensão admissível		Sr1(kN/cm²)	7	OK	
Na emenda dos perfis das longarinas em S2					
Faixa de tensão admissível		Sr2(kN/cm²)	7	OK	
No pé da solda de enrijecedores transversais e conectores					
Faixa de tensão admissível		Sr1(kN/cm²)	7	OK	

6.3 OTIMIZAÇÃO DO PROJETO

Foram feitas diversas análises visando à otimização das espessuras, seja por altura das vigas, seja por redução das espessuras das chapas de aço.

Foi possível obter sucesso devido a otimização do projeto através de uma redução de altura da viga de 2m para 1,9m, reduzindo em 10 cm.

6.4 IMPACTO FINANCEIRO DA OTIMIZAÇÃO DA ESTRUTURA

A otimização da estrutura foi interessante economicamente visto que foi reduzida a espessura da placa metálica sendo assim economizou-se em aço:

$$P = \gamma \cdot A_g \cdot 0,10 \cdot v\tilde{a}o \cdot n \quad (\text{Eq. 6.1})$$

Onde:

γ : peso específico do aço (kg/m³)

A_g : área do perfil de aço (m²)

n : número de vigas

$v\tilde{a}o$: comprimento da ponte (m)

0,10: redução da altura da viga (m)

$$P = 7800.633,38 \cdot (10^{-4}) \cdot 0,10 \cdot 36.5$$

$$P = 8892,65\text{kg}$$

Apresenta-se a planilha de orçamento original:

PLANILHA DE ORÇAMENTO

CÓDIGO	DISCRIMINAÇÃO	UNID	PREÇO UNIT.	QUANTIDADE	TOTAL
1.0	CONSTRUÇÃO - PONTE SOBRE O IGARAPÉ AÇUI				
1.1	INFRA ESTRUTURA (Inclusive Lajes de Transição)				
299940	Fornec. e lançamento concreto fck = 20 MPa	m ³	553,43	72,60	40.179,01
337004	Forma de madeira compensada resinada, forn. Preparação e colocação	m ²	49,12	98,50	4.838,32
335295	Aço CA-50 (Fornec. dobragem e colocação)	kg	10,02	6.178,00	61.903,56
100814	Esc.p/alarg.base tubulao ar comprimido prof. ate 12m LF	m ³	2.117,20	22,80	48.272,16
335343	Forn.lanç.c.base tubulao ar comprimido prof. ate 12m LF	m ³	599,62	22,80	13.671,33
300665	Fuste de tubulao a ar comprimido Ø =1,40m inclusive aço CA-50 e concretagem fck 20 MPa	m	5.399,92	22,00	118.798,24

332011	Concreto estrutural fck = 15MPa (Lastró)	m ³	505,50	4,42	2.234,31
120522	Escavação de material de 1ª categoria	m ³	55,46	26,00	1.441,96
					291.338,89
1.2	MESO ESTRUTURA				
330153	Conc. Fck = 20 MPa, uso geral - Conf. Lançamento	m ²	553,43	-	-
337004	Forma madeira compensada resinada, forn. Preparação e colocação	m ²	49,12	-	-
10369	Forn. Prep. e colocação formas Aço CA-50	kg	10,02	-	-
351005	Aparelho de apoio de neoprene fretado (g = 3,2kg/dm ³)	kg	44,10	134,40	5.927,04
					5.927,04
1.3	SUPER ESTRUTURA				
1530192	Concreto fck=35MPa, c/ aditivo uso geral conf. lanc.	m ³	596,16	120,20	71.658,43
337004	Forma de madeira compensada resinada, forn. Preparação e colocação	m ²	49,12	640,00	31.436,80
10369	Forn. Prep. e colocação formas Aço CA-50	kg	10,02	17.462,00	174.969,24
	AÇO PARA ESTRUTURA METÁLICA SAC-50				-
300848	Fornecimento e transporte	kg	11,50	87.147,00	1.002.190,50
300849	Montagem	kg	6,36	87.147,00	554.254,92
300850	Manuseio e colocação de placas pré-moldadas (pré-lajes) sobre o vigamento metálico (135 kg)	unid	68,92	576,00	39.697,92
					1.874.207,81
1.4	ACABAMENTOS				
399106	Drenos de PVC Ø = 4" (L = 45 cm)	unid	16,52	18,00	297,36
500214	Pintura	m ²	8,11	640,00	5.190,40
120275	Barreira tipo new jersey	m	387,32	88,40	34.239,08
130027	Enrocamento de proteção de saia de aterro	m ³			-
					39.726,84
	TOTAL GERAL				2.211.200,58

Apresenta-se a planilha alterada para a otimização do projeto:

PLANILHA DE ORÇAMENTO

CÓDIGO	DISCRIMINAÇÃO	UNID	PREÇO UNIT.	QUANTIDADE	TOTAL
1.0	CONSTRUÇÃO - PONTE SOBRE O IGARAPÉ AÇUI				
1.1	INFRA ESTRUTURA (Inclusive Lajes de Transição)				
299940	Fornec. e lançamento concreto fck = 20 MPa	m ³	553,43	72,60	40.179,01
337004	Forma de madeira compensada resinada, forn. Preparação e colocação	m ²	49,12	98,50	4.838,32
335295	Aço CA-50 (Fornec. dobragem e colocação)	kg	10,02	6.178,00	61.903,56
100814	Esc.p/alarg.base tubulao ar comprimido prof. ate 12m LF	m ³	2.117,20	22,80	48.272,16
335343	Forn.lanç.c.base tubulao ar comprimido prof. ate 12m LF	m ³	599,62	22,80	13.671,33
300665	Fuste de tubulao a ar comprimido Ø =1,40m inclusive aço CA-50 e concretagem fck 20 MPa	m	5.399,92	22,00	118.798,24
332011	Concreto estrutural fck = 15MPa (Lastro)	m ³	505,50	4,42	2.234,31
120522	Escavação de material de 1ª categoria	m ³	55,46	26,00	1.441,96
					291.338,89
1.2	MESO ESTRUTURA				
330153	Conc. Fck = 20 MPa, uso geral - Conf. Lançamento	m ²	553,43	-	-
337004	Forma madeira compensada resinada, forn. Preparação e colocação	m ²	49,12	-	-
10369	Forn. Prep. e colocação formas Aço CA-50	kg	10,02	-	-
351005	Aparelho de apoio de neoprene fretado (g = 3,2kg/dm ³)	kg	44,10	134,40	5.927,04
					5.927,04
1.3	SUPER ESTRUTURA				
1530192	Concreto fck=35MPa, c/ aditivo uso geral conf. lanc.	m ³	596,16	120,20	71.658,43
337004	Forma de madeira compensada resinada, forn. Preparação e colocação	m ²	49,12	640,00	31.436,80
10369	Forn. Prep. e colocação formas Aço CA-50	kg	10,02	17.462,00	174.969,24
	AÇO PARA ESTRUTURA METÁLICA SAC-50				-
300848	Fornecimento e transporte	kg	11,50	78.254,35	899.925,02
300849	Montagem	kg	6,36	78.254,35	497.697,66

300850	Manuseio e colocação de placas pré-moldadas (pré-lajes) sobre o vigamento metálico (135 kg)	unid	68,92	576,00	39.697,92
					1.715.385,07
1.4	ACABAMENTOS				
399106	Drenos de PVC Ø = 4" (L = 45 cm)	unid	16,52	18,00	297,36
500214	Pintura	m²	8,11	640,00	5.190,40
120275	Barreira tipo new jersey	m	387,32	88,40	34.239,08
130027	Enrocamento de proteção de saia de aterro	m³			-
					39.726,84
	TOTAL GERAL				2.052.377,84

7. CONCLUSÃO

Conclui-se que através da análise da possibilidade de redução de dimensões da altura da viga foi possível redimensionar para 190 cm ao invés de 200 cm como inicialmente teria sido adotada a dimensão de projeto. Foi possível obter êxito na otimização de projeto principalmente economicamente em que foi feito uma economia de R\$ 158.822,74 de aço apenas pela redução de 10 cm da viga.

Fazendo um comparativo entre os dois orçamentos observa-se que houve uma redução de 7,8% no custo total da ponte e uma redução de 11% de aço, o resultado apresentado foi satisfatório e o objetivo foi atingido com êxito.

Figura 47 – Custo total da ponte

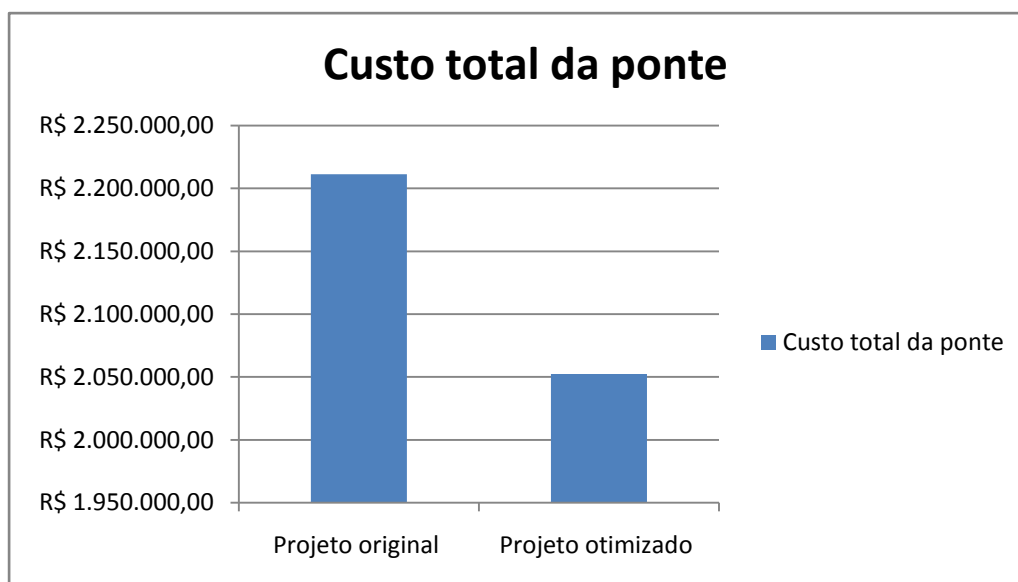


Figura 48 – Quantidade de aço

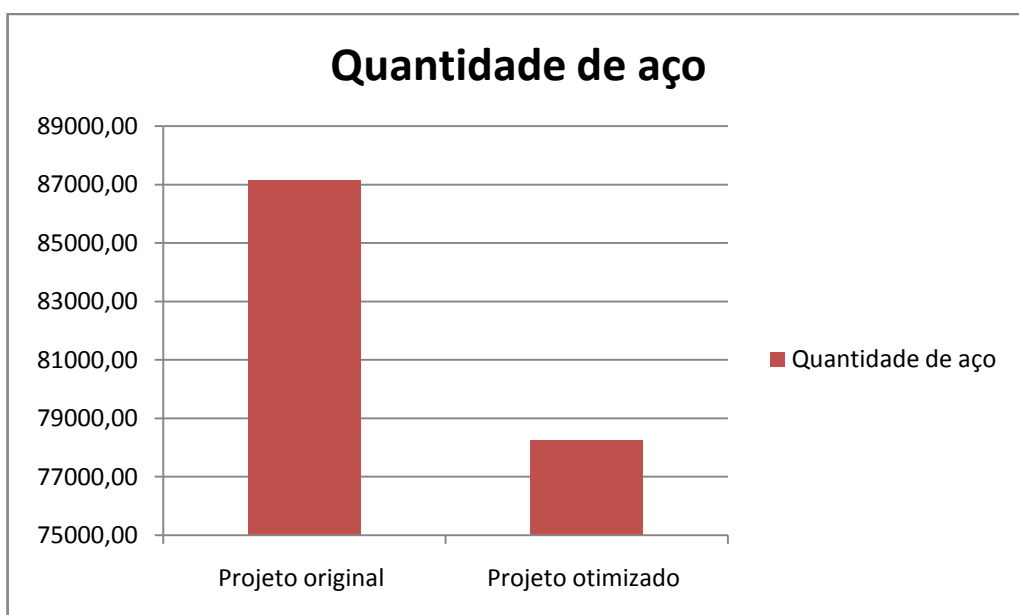
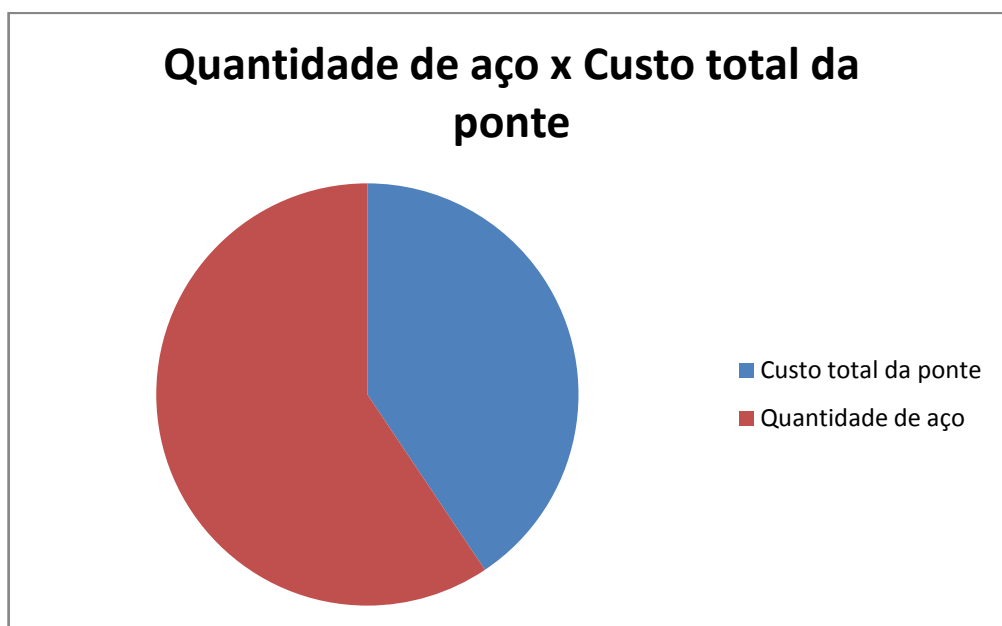


Figura 49 – Comparativo entre a quantidade de aço e o custo total da ponte



8. SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS

Sugere-se para trabalhos futuros:

- ✓ Fazer o comparativo entre a quantidade de concreto e aço que será utilizado na construção e a utilização de perfis metálicos.
- ✓ Realização de estudos visando à otimização na mesoestrutura e infraestrutura
- ✓ Trabalhar geometrias diferenciadas

9. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123**. Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro. 1988.

_____. **NBR 6118**:Projeto de estruturas de concreto - procedimento. Rio de Janeiro. 2014.

_____. **NBR 7187**:Projeto de pontes de concreto armado e concreto protendido - procedimento. Rio de Janeiro. 2003a.

_____. **NBR 7188**:Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes,viadutos,passarelas e outras estruturas. Rio de Janeiro. 2013.

_____. **NBR 8681**:Ações e segurança nas estruturas – procedimento. Rio de Janeiro. 2003b, revisão 2004.

_____. **NBR 8800**:Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro. 2008.

_____. **NBR 9062**:Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro. 2006.

AMERICA ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORT OFFICIALS.**AASHTO LRED bridge**:design specifications. Washington,2012

A.M.Silveira, P. R. (2002). Pontes:introdução e fundamentos para análise e projeto. Ouro Preto.

Barker, R. M., & Puckett, J. A. (2006). **Design Of Higway Bridges**. United States of America.

BRITISH STANDARD INSTITUTION. (1979). BS 5400 – Steel, concrete and composite bridges. Part 5: Code of pratice for design of composite bridges. London.

Chamberlain, Z. M. (Fevereiro de 2003). **Estabilidade de estruturas de pontes metálicas com fraturas**. Rio de Janeiro , RJ, Brasil.

Debs, M. K., & Takeya, T. (2009). *Introdução às pontes de concreto* . São Carlos.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. (1994). **ENV 1994-1-1: Eurocode 4 –Design of composite steel and concrete structures**. Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels.

Ferraz, A. M. (Fevereiro de 2009). Dimensionamento óptimo de pontes mistas rodoviárias de pequeno vão. Porto, Portugal: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Gomes, I. d. (2006). Sistemas construtivos de pontes e viadutos com ênfase em lançamento de vigas com treliças lançadeiras. São Paulo , SP, Brasil.

HOLTZ, G. C., & MARTHA, L. F. (2005). TRAÇADO AUTOMÁTICO DE ENVOLTÓRIAS DE ESFORÇOS EM ESTRUTURAS PLANAS UTILIZANDO UM ALGORITMO EVOLUCIONÁRIO. Rio de Janeiro.

Kirchhof, L. D., Neto, J. M., & Malite, M. (27 de Junho de 2005). Análise numérica de vigas mistas aço-concreto em temperatura. pp. 61-82.

MALITE, M. (1993). Análise do comportamento estrutural de vigas mistas açoconcreto constituídas por perfis de chapa dobrada. São Carlos. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo

_____ (1990). Sobre o cálculo de vigas mistas aço concreto: ênfase em edifícios. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

MARCHETTI, O. **Pontes de concreto armado**. São Paulo: Blucher, 2008.

Neto, A. G. Pontes. São Paulo: Universidade Presbeteriana Mackenzie.

PFEIL, W. (1990). *Pontes em concreto armado: elementos de projeto, solicitações, superestrutura*. V.1, 4o edição, Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., Rio de Janeiro

_____ (1988). *Pontes em concreto armado: mesoestrutura, infraestrutura, apoio*. V.2, 4o edição, Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., Rio de Janeiro.

Pinho, F. O., & Bellei, I. H. (2007). Pontes e viadutos em vigas mistas. Rio de Janeiro: Centro Brasileiro de Siderurgia em aço.

Pravia, Z. M. (FEVEREIRO de 2003). ESTABILIDADE DE ESTRUTURAS DE PONTES METÁLICAS COM FRATURAS. p. 150.

Tristão, G. A., & Neto, J. M. (2005). Caderno de Engenharia de Estruturas. São Carlos.

_____ (2002). Comportamento de conectores de cisalhamento em vigas mistas aço-concreto com análise da resposta numérica. São Carlos.

SÜSSEKIND, J. C. Curso de Análise Estrutural: Estruturas Isostáticas. Porto Alegre: Editora Globo, 1997. v. 2.

VIEST, I. (1960). Review of research on composite steel – concrete beams. Journal of the Structural Division – ASCE, Proc, v.86.ST6,p1-21